Projeto de divulgação tecnológica

FEM

EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS EM AÇO

Projeto e cálculo

Ildony H. Bellei

PINI
desde 1948

2ª edição revisada

GALPÕES INDUSTRIAIS EM AÇO

© Copyright Editora Pini Ltda.
Todos os direitos de reprodução ou tradução reservados pela Editora Pini Ltda.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Bellei, Ildony Hélio
Edifícios industriais em aço / Ildony Bellei.
– – 2. ed. – – São Paulo : Pini, 1998.

Projeto de Divulgação Tecnológica FEM.
Bibliografia.
ISBN 85-7266-091-7

1. Construção em ferro e aço 2. Edifícios industriais I. Título.

98-0169 CDD-693.71

Índices para catálogo sistemático:

1. Edifícios industriais : Construções em aço
693.71
2. Aço : Edifícios industriais : Construções
693.71

Coordenação editorial: Mariza Passos
Coordenação de livros: Raquel Cardoso Reis
Projeto gráfico e serviços editoriais: d'AZ Editoração Eletrônica S/C Ltda.
Paginação (2ª edição): Fernando Ponzeto Alves
Capa: Lucia Lopes
Revisão: Josué Lima e Maurício José de Oliveira
Serviços gráficos e industriais: José Pereira da Silva e Wilson T. Pinto

Editora Pini Ltda.
Rua Anhaia, 964 - 01130-900 - São Paulo, SP
Fone: (011) 224-8811 - Fax: (011) 224-0314
E-mail:livros@pini.com.br

1ª edição, dezembro/94
tiragem: 3.000 exemplares

2ª edição, março/98

Nota do patrocinador

A FEM cumpre agora uma etapa bastante avançada no processo de difusão da construção metálica no Brasil. O presente trabalho abre, em definitivo, a porta para o mercado das estruturas em aço, pois, além das generalidades, mostra como se desenvolve um projeto à guisa de manual.

É o primeiro livro de cunho prático sobre o assunto, escrito por um profissional com mais de 30 anos de experiência no ramo e aproximadamente 50.000 t projetadas: um dos pioneiros nessa atividade em nosso país. O próprio autor concorda que pretende desmistificar a estrutura metálica, garantindo o acesso ao projeto, dos cálculos e dos demais desdobramentos.

Como precursora da estrutura metálica no Brasil, a FEM sempre primou pela formação profissional, responsável pelo seu permanente desenvolvimento tecnológico. Assim, durante muitos anos, manteve uma escola de desenhistas de estruturas metálicas, formando profissionais que hoje prestam serviços em várias partes do país.

Assim ocorre também com o treinamento de montadores, soldadores e outros profissionais. A participação da FEM na edição deste livro, para ocupar uma lacuna na bibliografia técnica, é conseqüência de seu pioneirismo.

Há algum tempo caiu a primeira dificuldade que persistia no campo da construção metálica, que era a escassez da matéria-prima, o aço: o país hoje é um dos maiores produtores mundiais. A segunda dificuldade era o acesso a informações técnicas cunhadas a partir da prática profissional. Este livro de Ildony Hélio Bellei cumpre esse papel.

Armando Guerra Jr.
Presidente da FEM

Apresentação

Conheço o autor, ilustre engenheiro Ildony H. Bellei, há mais de duas décadas. No início de nosso conhecimento, ele já era o responsável pelos projetos da Fábrica de Estruturas Metálicas, tendo passado do desenho à chefia, em mais de 30 anos ligados à estrutura metálica. Técnico altamente competente, alia ainda qualidades humanas que o fazem estimado por todos.

Dentro desse quadro, recebi com honra e satisfação a incumbência de falar sobre seu livro "Edifícios Industriais em Aço", pois mesmo antes de folheá-lo sabia que seria obra respeitável. Ao analisá-la, não nos enganamos. É um trabalho em que o autor transmite toda a experiência de uma vida ligada às construções metálicas. A obra é tecnicamente rigorosa, sendo ao mesmo tempo prática. Seus 21 capítulos são ilustrados com mais de 600 referências e tratam de assuntos normalmente não abordados por outros autores, como ventilação natural, escadas, sistemas de águas pluviais, projeto de execução em oficinas e noções sobre fabricação.

O livro é de muita valia não só para o profissional experiente como para o recém-formado, sendo inclusive excelente texto para as escolas de engenharia.

Dentro de sua grandeza humana, o engenheiro Ildony sempre diz que recebeu muito da sociedade. Hoje, com sua obra, ele retribui à sociedade o que dela recebeu.

engenheiro Aluízio Fontana Margarido

novembro /1994

Prefácio da 2ª edição

Nesta edição fizemos uma ampla revisão corigindo uma série de pequenos erros de colocação, bem como de impressão, sendo que o conteúdo básico do livro não sofreu qualquer alteração.

Esperando que esta edição tanto quanto a primeira, seja também útil aos profissionais, professores e alunos, estarei aberto a receber críticas e sugestões no sentido de melhorar sempre o livro, para que o mesmo possa continuar a ser uma fonte permanente de consulta.

O Autor

Prefácio

As razões que nos levaram a escrever este livro se fundamentam, essencialmente, em transmitir aos profissionais que militam no setor, e àqueles que nele pretendem se iniciar, nossa experiência de três décadas em projetos de estruturas de aço, especialmente no setor de edifícios industriais de porte médio e pesado.

Nosso objetivo foi fazer um livro prático, bem ilustrado, com mais de 600 figuras, partindo do pressuposto de que os profissionais tenham conhecimento básico das normas de cálculo em aço.

O nosso livro preenche uma lacuna, pois não nos detivermos simplesmente no cálculo de peças isoladas. Vamos muito além, apresentando todas as condições para que o profissional ou estudante possa desenvolver um bom projeto de um edifício industrial com e sem ponte rolante.

O livro está pautado em 21 capítulos. Vai da parte geral (cap. 1 a 5), passa pelas partes que compõem um edifício industrial (cap. 7 a 15), termina com o detalhamento, a fabricação, a proteção e a montagem (cap. 17 a 21), que são as outras fases necessárias à execução das estruturas, sobre as quais damos apenas noções gerais, pois, devido a sua complexidade, merecem um livro à parte.

Na parte de orientação e de cálculo, nos baseamos na especificação do AISC - American Institute of Steel Construction, no método das tensões admissíveis, por se tratar de processo de cálculo bem sedimentado, no qual tivemos a maior parte de nossa experiência.

A longo do livro, fazemos várias referências à nova norma brasileira de aço NBR 8800, cujo método de cálculo é dos estados-limites, naquilo que ela normaliza ou especifica, independentemente do método de cálculo.

Além da parte básica, composta por 21 capítulos, introduzimos quatro apêndices, sendo:

A - Resumo e adaptação da especificação do AISC/89;

B - Tabelas de comprimento efetivo de flambagem para colunas com inércia variável;

C - Tabelas em geral de perfis, chapas de piso, trilhos etc.;

D - Projeto completo com memória de cálculo de todas as peças que compõem um edifício industrial com vão de 20 m, altura de 9 m, comprimento de 48 m e ponte rolante de 10 tf, em pórtico de alma cheia.

Índice

Capítulo 1 - Introdução 1
1.1 - Histórico 1
1.2 - Vantagens das estruturas de aço 1
1.3 - Campo de aplicação 2
1.4 - Fatores que influenciam o custo de uma estrutura 2
1.5 - Principais fases na construção de uma obra 3
1.6 - Método de dimensionamento 4

Capítulo 2 - Aços estruturais e seus produtos 7
2.1 - Classificação 7
2.2 - Propriedades de aços estruturais 8
2.3 - Principais tipos de aços estruturais 12
2.4 - Produtos de aço para uso estrutural 14
2.5 - Comparação dos custos dos aços por produtos e sua resistência 19

Capítulo 3 - Ligações com solda 21
3.1 - Introdução 21
3.2 - Vantagens e desvantagens 23
3.3 - Classificação dos tipos de solda 24
3.4 - Resistência mínima do metal de solda 30
3.5 - Simbologia de soldagem 32
3.6 - Simbologia de exames não destrutivos 42
3.7 - Inspeção e controle de qualidade 44

Capítulo 4 - Ligações parafusadas 53
4.1 - Introdução 53
4.2 - Tipos de parafuso 53
4.3 - Conexões tipo fricção e tipo esmagamento 56
4.4 - Resistência dos parafusos 57
4.5 - Arruelas 64
4.6 - Normas aplicáveis 64
4.7 - Furos 64
4.8 - Pega longa e ligações de grande comprimento 65
4.9 - Distância mínima de um furo às bordas 65
4.10 - Espaçamento mínimo e máximo entre furos 66
4.11 - Resistência mínima das conexões 67
4.12 - Calços 67
4.13 - Tipos de juntas parafusadas 68

Capítulo 5 - Cargas e combinações de cargas 77
5.1 - Introdução 77
5.2 - Carga permanente 77
5.3 - Cargas acidentais verticais (sobrecargas) 77
5.4 - Cargas devidas a pontes rolantes 77
5.5 - Cargas devidas ao vento 86
5.6 - Temperatura 108
5.7 - Combinações de cargas para cálculo da estrutura suporte 108

Capítulo 6 - Edifícios industriais 111
6.1 - Definições 111
6.2 - Tipos de edifícios industriais 111
6.3 - Edifícios com vãos simples 111
6.4 - Edifícios com vãos múltiplos 118
6.5 - A construção como um todo 122
6.6 - Requisitos estruturais 122
6.7 - Peças que compõem um galpão 123
6.8 - Classificação dos galpões 123
6.9 - Deslocamentos 123
6.10 - Juntas de dilatação 124

Capítulo 7 - Chapas de cobertura e tapamento 133
7.1 - Chapas de aço 133
7.2 - Chapas de alumínio 134
7.3 - Chapas de fibrocimento 135
7.4 - Chapas translúcidas 135
7.5 - Chapas tipo sanduíche 136
7.6 - Detalhes construtivos 137

Capítulo 8 - Terças, vigas de tapamento, cumeeiras e escora do beiral 139
8.1 - Terças 139
8.2 - Vigas de tapamento 139
8.3 - Cumeeira 145
8.4 - Tirantes das terças e das vigas de tapamento (correntes) 145
8.5 - Escora do beiral 146

Capítulo 9 - Contraventamentos 151
9.1 - Definição 151
9.2 - Contraventamentos horizontais 151
9.3 - Contraventamentos verticais 154

Capítulo 10 - Vigas de rolamento 161
10.1 - Definição 161
10.2 - Tipos de seção 161
10.3 - Relações para pré-dimensionamento 163
10.4 - Flechas admissíveis 163
10.5 - Contraflecha 163
10.6 - Interligação entre vigas de rolamento 164
10.7 - Resistência à fadiga 164
10.8 - Enrijecedores (nervuras) 164
10.9 - Soldas 168
10.10 - Tensões locais em vigas de rolamento 170
10.11 - Informações adicionais 172
10.12 - Interligação de vigas de alturas diferentes 173
10.13 - Ligação da viga com coluna 173
10.14 - Detalhes construtivos não recomendados 176
10.15 - Pára-choque 177
10.16 - Trilhos 178

Capítulo 11 - Vigas de cobertura 193
11.1 - Introdução 193
11.2 - Vigas de cobertura em alma cheia 194
11.3 - Vigas de cobertura em armações (tesouras e treliças) 196
11.4 - Espessura das chapas de ligação e espaçadores 203
11.5 - Detalhes construtivos 211

Capítulo 12 - Colunas 213
12.1 - Definição 213
12.2 - Colunas de alma cheia e altura constante 214
12.3 - Colunas treliçadas de altura constante 217
12.4 - Colunas-suporte de vigas de rolamento 218
12.5 - Esbeltez limite 221
12.6 - Emendas de colunas 222
12.7 - Consoles em colunas 224
12.8 - Comprimento efetivo de flambagem 224
12.9 - Base de coluna 232
12.10 - Recomendações 247

Capítulo 13 - Escadas, corrimãos e passadiço
13.1 - Escadas 251
13.2 - Corrimãos 254
13.3 - Passadiço 256

Capítulo 14 - Ventilação natural
14.1 - Considerações gerais 257
14.2 - Entradas de ar 258
14.3 - Saídas de ar 259
14.4 - Detalhes construtivos 260

Capítulo 15 - Calhas e tubos de descida
15.1 - Definição 263
15.2 - Calhas 263
15.3 - Tubos 265
15.4 - Dimensionamento 265

Capítulo 16 - Fadiga
16.1 - Introdução 271
16.2 - Faixa admissível de variação de tensões 273

Capítulo 17 - Detalhamento de estruturas de aço
17.1 - Introdução 281
17.2 - Sistemas de detalhamento 282

Capítulo 18 - Noções sobre fabricação 293
18.1 - Considerações gerais 293
18.2 - Principais etapas na fabricação 293
18.3 - Tolerâncias de fabricação 301

Capítulo19 - Limpeza e proteção das estruturas 313
19.1 - Introdução 313
19.2 - Limpeza 313
19.3 - Proteção 315
19.4 - Especificação de pintura 317
19.5 - Informações adicionais 318

Capítulo 20 - Transporte 321
20.1 - Meios de transporte 321
20.2 - Arrumações para transporte 321
20.3 - Gabaritos 321

Capítulo 21 - Montagem 325
21.1 - Considerações gerais 325
21.2 - Principais etapas da montagem 325
21.3 - Ligações de campo 327
21.4 - Tensões de montagem 332
21.5 - Estocagem no canteiro de obras 332
21.6 - Equipamentos 333
21.7 - Tolerâncias de montagem 333
21.8 - Recomendações gerais 339

Bibliografia 341

APÊNDICE A
Dimensionamento de elementos 345

APÊNDICE B
Tabelas de comprimento efetivo de flambagem fator k - 381

APÊNDICE C
Tabelas em geral 1 a 45 - 391

APÊNDICE D
Projeto completo de um galpão em pórtico de alma cheia 441

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 - Histórico

As primeiras obras em aço datam de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-lo industrialmente. Seu emprego estrutural foi feito na França por volta de 1780, na escadaria do Louvre e no Teatro do Palais Royal, e na Inglaterra, em 1757, onde se fez uma ponte de ferro fundido. Porém, a sua grande utilização nos edifícios deu-se por volta de 1880 nos Estados Unidos, principalmente em Chicago. O início da fabricação em ferro no Brasil deu-se por volta de 1812. Acredita-se que a primeira obra a usar ferro pudlado, fundido no Brasil, no Estaleiro Mauá, em Niterói, RJ, foi a Ponte de Paraíba do Sul, no Estado do Rio de Janeiro, com cinco vãos de 30 metros, cuja data de construção é de 1857, estando em uso até hoje. A primeira obra em que se usou aço importado em edifícios no Brasil foi o Teatro Santa Izabel, em Recife. Como o Brasil é um país em crescimento, o setor industrial é o grande consumidor de estruturas metálicas, absorvendo a maior parte da produção.

Em 1921 foi implantada a *Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira* para produzir fio máquina, arame farpado, perfis leves etc. Em 1940 foi instituída no Brasil a Comissão Executiva do Plano Siderúrgico Nacional, e em plena guerra (1941) foi fundada a Companhia Siderúrgica Nacional, que entrou em operação em 12 de outubro de 1946 com a finalidade de produzir chapas, trilhos e perfis na bitolas americanas.

Para consolidar o mercado, entraram em operação na década de 60 a Usiminas e a Cosipa, para a produção de chapas. A partir daí, grandes expansões foram realizadas no setor siderúrgico, produzindo o Brasil, hoje, perto de 25 milhões de toneladas de aço. O Brasil, que até a década de 70 ainda era um importador de aço, passou hoje a exportador.

Para ajudar a difundir o uso do aço nas construções, a **Companhia Siderúrgica Nacional** criou, em 1953, como um dos seus Departamentos, a **FEM-Fábrica de Estruturas Metálicas**, hoje com sua nova razão social **FEM - Projetos, Construções e Montagens S.A.**, que iniciou a formação de mão-de-obra qualificada e do ciclo completo do aço, com a fabricação de várias obras importantes, tais como: Edifício Avenida Central, no Rio de Janeiro; Edifício Santa Cruz, em Porto Alegre; Edifício Garagem América, em São Paulo. Desde então foi surgindo um grande número de fabricantes, projetistas, desenhistas e profissionais do ramo.

1.2 - Vantagens das estruturas de aço

São as seguintes as principais vantagens das estruturas de aço:

1 - Alta resistência do material nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão etc.), o que permite aos elementos estruturais suportarem grandes esforços apesar da área relativamente pequena das suas seções; por isso, as estruturas de aço, apesar da

sua grande densidade (7.850 kg/m³), são mais leves do que os elementos constituídos em concreto armado.

2 - Os elementos de aço oferecem uma grande margem de segurança no trabalho, o que se deve ao fato de o material ser único e homogêneo, com limite de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definidos.

3 - Os elementos de aço são fabricados em oficinas, de preferência seriados, e sua monta gem é bem mecanizada, permitindo com isso diminuir o prazo final da construção.

4 - Os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos com facilidade, o que permite reforçar ou substituir facilmente diversos elementos da estrutura.

5 - Possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção.

A pequena desvantagem dos elementos de aço carbono é a sua suscetibilidade à corrosão, o que requer que eles sejam cobertos com uma camada de tinta ou seja empregado outro método de proteção. Para minorar este pequeno problema, as usinas nacionais estão fabricando os aços de alta resistência à corrosão atmosférica, tais como: USI-SAC 50 e 41, COS-AR-COR 500 e 400, e Niocor, os quais apresentam uma resistência à corrosão da ordem de duas a quatro vezes a do aço carbono, dispensando qualquer proteção, a não ser em casos especiais (regiões marinhas e industriais agressivas).

1.3 - Campo de aplicação

Atualmente, as estruturas de aço são aplicadas em praticamente todos os setores construtivos. Entre estes, nos deteremos na aplicação em galpões industriais, nosso objetivo ao longo deste trabalho, onde desenvolveremos um projeto completo de galpão com ponte rolante.

1.4 - Fatores que influenciam o custo de uma estrutura

Tradicionalmente o aço tem sido vendido por tonelada e, conseqüentemente, discutindo-se o custo de uma estrutura de aço impõe-se que se formulem seus custos por tonelada de estrutura acabada. Só que se ignora o fato de grande número de fatores que têm influência significativa no custo final, por tonelada, de uma peça de aço fabricada. No projeto, detalhe, fabricação e montagem de uma estrutura de aço, os seguintes fatores influenciam o custo de uma estrutura:

a) seleção do sistema estrutural;

b) projeto dos elementos estruturais individuais:

c) projeto e detalhe das conexões;

d) processo a ser usado na fabricação

e) especificações para fabricação e montagem;

f) sistema de proteção à corrosão;

g) sistema a ser usado na montagem;

h) sistema de proteção contra fogo etc.

A seleção do mais eficiente sistema estrutural, compatível com o processo de fabricação, é fundamental para se otimizar os custos. Economia na fabricação e montagem só é possível como resultado de conexões bem elaboradas durante a fase de detalhamento, de acordo

com as premissas de projeto. A especificação é a que maior influência tem nos custos de fabricação e montagem, onde se determinam a qualidade do material e as tolerâncias requeridas. Outro item importante é a proteção contra a corrosão, que, em muitos casos, pode chegar a até 25% do valor da estrutura.

Se o projeto e o detalhamento não são executados pelo fabricante, e este é desconhecido, é importante deixar opções no projeto para uso de conexões soldadas ou parafusadas, ou, mesmo, o detalhamento propor soluções alternativas de acordo com a sua fabricação.

Em geral, o custo de uma estrutura metálica pode ser apresentado da seguinte maneira:

Projeto estrutural	1%	a	3%
Detalhamento	2%	a	6%
Material e insumos	20%	a	50%
Fabricação	20%	a	40%
Limpeza e pintura	10%	a	25%
Transporte	1%	a	3%
Montagem	20%	a	35%

Outro fator que mede o custo de fabricação e montagem é a quantidade de estrutura contida em um desenho de fabricação. Assim, podemos dizer que se o peso das peças contidas em um desenho for menor que 2 toneladas, a estrutura é leve e de custos mais elevados do que uma que contenha 8 toneladas por desenho.

1.5 - Principais fases na construção de uma obra

As principais fases que precedem a construção de qualquer tipo de edifício, ou, mesmo, qualquer tipo de obra, são:

Arquitetura: Onde é desenvolvido todo o estudo da obra, materiais de acabamento, dimensões, características de ventilação, iluminação, formato etc. Uma arquitetura desenvolvida para o aço torna este material mais competitivo, tirando partido da sua melhor resistência e menores dimensões das seções etc.

Projeto estrutural: é onde se dá corpo ao projeto arquitetônico, calculando-se os elementos de sustentação, ligações principais, tipos de aço, cargas nas fundações, especificando se a estrutura será soldada ou parafusada etc. É uma das etapas mais importantes, pois um projeto ruim pode causar prejuízo econômico ao fabricante e ao construtor.

Vale aqui a citação do Johnstom/Lim. em seu livro "Basic Steel Design":

"Um bom projetista estrutural pensa de fato em sua estrutura tanto quanto ou mais do que pensa no modelo matemático que usa para verificar os esforços internos, baseado nos quais ele deverá determinar o material necessário, tipo, dimensão e localização dos membros que conduzem as cargas. A "mentalidade da engenharia estrutural" é aquela capaz de visualizar a estrutura real, as cargas sobre ela, enfim, "sentir" como estas cargas são transmitidas através dos vários elementos até as fundações. Os grandes projetistas são dotados daquilo que às vezes se tem chamado "intuição estrutural". Para desenvolver a "intuição e sentir", o engenheiro torna-se um observador arguto de outras estruturas. Pode até mesmo deter-se para contemplar o comportamento de uma árvore projetada pela natureza para suportar as tempestades violentas; sua flexibilidade é frágil nas folhas e nos galhos diminuídos, mas crescente em resistência e nunca abandonando a continuidade, na medida em que os galhos se confundem com o tronco, que por sua vez se espalha sob sua base no sistema de raízes, que prevê sua fundação e conexão com o solo".

Sondagens do solo: É de fundamental importância para o delineamento das estruturas, pois se o solo é de má qualidade o calculista da estrutura deve evitar engastá-la às

fundações, o que as tornaria muito onerosas. Porém, se o solo for de boa qualidade, poder-se-ia perfeitamente engastá-las. Portanto, o tipo de solo pode definir o esquema estrutural.

Detalhamento: Onde o projeto estrutural é detalhado peça por peça, visando atender ao cronograma de fabricação e montagem, dentro das recomendações do projeto, procurando agrupar ao máximo as peças. Devido às particularidades de cada fábrica, no que diz respeito aos tipos de equipamento e porte, cada fabricante adota o tipo de detalhamento que lhe é mais adequado. (Cap. 17).

Fabricação: É onde as diversas partes (peças) que vão compor uma estrutura são fabricadas, usando-se as recomendações de projeto quanto a solda, parafusos, tolerâncias, controle de qualidade etc. Cada fabricante tem sua própria maneira de dar seqüência à fabricação das peças. (Cap.18).

Limpeza e proteção: Após a fabricação, as peças que vão compor a estrutura são preparadas para receber proteção contra a corrosão e, após a limpeza, a estrutura deve ser pintada ou galvanizada (Cap. 19), ou mesmo deixada no estado natural, se for em ASTM-A588 ou similar e a sua localização assim o permitir.

Transporte: É preciso, já na fase inicial de projeto e detalhamento, indicar o tamanho das peças, procurando, dentro do possível, evitar transporte especial. (Cap. 20)

Montagem: É onde as peças vão se juntar, uma a uma, para compor uma estrutura, necessitando-se de um planejamento, visando especificar os equipamentos a serem usados, o ferramental e a seqüência de montagem. É o coroamento de toda a obra, é quando sabemos se houve ou não um bom projeto.

A segurança da estrutura pode ser determinada fazendo-se a combinação de um bom projeto, bom detalhamento, boa habilidade na fabricação e bons métodos de montagem. A maneira de montar influi na economia final, uma vez que é durante a construção que na maioria das vezes as estruturas desabam. Pode-se dizer que uma construção desaba por causa da falta de estabilidade tridimensional. A maioria das falhas ocorre durante o processo de montagem e raramente depois que a estrutura está pronta. (Cap. 21).

Controle de qualidade: Atua em todas as fases, estabelecendo os procedimentos de solda, inspecionando peças, verificando se estão dentro das tolerâncias de normas etc.

Manutenção: Após a conclusão da obra, é necessário fazer-se um plano de inspeção, o que depende do local e uso das estruturas. Outro requisito de serviço importante é a média de vida da estrutura, juntamente com os problemas de corrosão, devido às condições atmosféricas, umidade e outros. Em seus projetos, o engenheiro deve evitar soluções que acumulem água e sujeira, para evitar corrosão. Deve, também, deixar acesso fácil aos locais que necessitem de manutenção de pintura e inspeção por toda a vida da estrutura. Toda estrutura deveria ser visitada e inspecionada pelo projetista ou seu preposto após um, três, cinco, dez, quinze, vinte e mais anos.

1.6 - Método de dimensionamento

O método de dimensionamento a ser adotado neste trabalho será o **Método das Tensões Admissíveis**. Quando o dimensionamento se efetua com base no Método das Tensões Admissíveis, considera-se que a estrutura, submetida às cargas previstas em normas, funcione nas condições normais de projeto. Uma estrutura tem a resistência necessária se as tensões causadas em seus elementos pelas cargas estabelecidas (por normas) não ultrapassam as tensões admissíveis estabelecidas, que são iguais a uma determinada parte da

tensão limite do material; esta é considerada igual ao limite de escoamento, no caso do aço. A relação entre tensão de escoamento e tensão admissível chama-se fator de segurança.

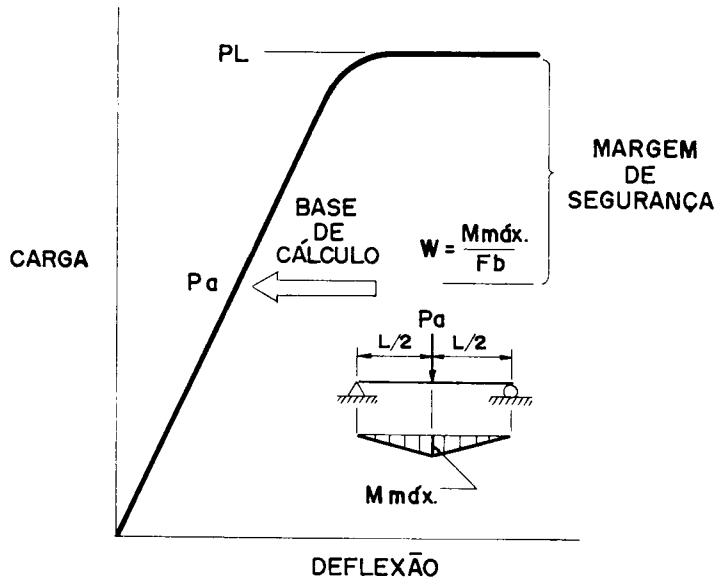


Fig. 1.1 - Curva - Carga de Deflexão indicando margem de segurança

O fator de segurança previsto tem por finalidade absorver:

1 - Aproximação e incertezas no método de análises

2 - Qualidade de fabricação

3 - Presença de tensões residuais e concentração de tensões

4 - Alteração para menos nas propriedades físicas do material

5 - Alteração para menos na seção transversal dos membros

6 - Locação e intenção de uso da estrutura

7 - Incerteza dos carregamentos

Está claro, então, que o fator de segurança não implica maior segurança para cargas maiores e sim muitos fatores envolvidos. Em geral, o fator de segurança FS é dado por:

$$FS = \frac{PL = \text{Carga limite}}{Pa = \text{Carga admissivel de trabalho}}$$

A Tabela 1.1 mostra, de acordo com a equação acima, os fatores de segurança dados pela especificação do AISC. O fator de segurança é 1,67 para barras tracionadas, 1,67 para colunas curtas, 1,92 para colunas longas e 2 ou mais para parafusos e soldas. Dentro da mesma analogia, temos para vigas esbeltas 1,67 e para seções compactas 1,70.

Tabela 1.1 - Fator de segurança para elementos estruturais [1]

Elemento estrutural	Critério de dimensionamento	Carga limite P_L	Carga admissível-Pa	Fator de segurança
Membros tracionados	Regime Elástico	Fy A	0,6Fy A	$\frac{Fy}{0,6Fy} = 1,67$
	Resistência à ruptura[2] (resistência à tração)	Fu A	0,6Fy A	Para A-36 $\frac{Fu}{0,6Fy} = \frac{4}{1,54} = 2,6$
Vigas	Regime elástico (perfis não compactos)	My = Fy W	M_a = 0,6 Fy W	$\frac{Fy}{0,6Fy} = 1,67$
	Regime elástico (perfis compactos)	MP = Fy Z	M_a = 0,66Fy W	$\frac{Fy\ Z}{0,66Fy\ W} = \frac{1,12}{0,66} = 1,70$
Colunas	Carga máxima (instabilidade)	CRC Fórmula para coluna	Depende $\lambda = \frac{L}{r}$	$\frac{L}{r} = 0 \rightarrow F.S. = 1,67$ $\frac{L}{r} = 130 \rightarrow F.S. = 1,92$
Parafusos de alta resistência A-325	Resistência à ruptura por cisalhamento de um parafuso (juntas a esmagamento)	Depende do comprimento da junta	1,54 Ap.n	Máximo = 3,3 Mínimo = 2,1

(1) Baseado na especificação do AISC/89

(2) As deformações para a carga de ruptura de um membro tracionado são tais, que o fator de segurança indicado nestes casos pode não ser significativo. Há, também, consideráveis variações, dependendo do tipo de aço.

CAPÍTULO 2

Aços estruturais e seus produtos

2.1 - Classificação

O aço é um composto que consiste quase totalmente de ferro (98%), com pequenas quantidades de carbono, silício, enxofre, fósforo, manganês etc. O carbono é o material que exerce o maior efeito nas propriedades do aço. Suas propriedades são bem definidas. Entre elas, podemos citar: a alta resistência mecânica (comparada com qualquer material disponível) e a dutibilidade (capacidade que o aço tem de se deformar antes da ruptura). Os aços utilizados em estruturas são divididos em dois grupos: aços carbono e aços de baixa liga.

1 - Aço-carbono

Os aços-carbono são os tipos mais usuais, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pela adição de manganês. Em estruturas usuais de aço, utilizam-se aços com um teor de carbono equivalente máximo de 0,45%, para se permitir uma boa soldabilidade. O aumento do teor de carbono eleva a resistência e a dureza (redução da dutibilidade); porém, o aço resulta mais quebradiço e sua soldabilidade diminui consideravelmente. Entre os aços-carbono mais usados em estruturas, podemos citar: o ASTM A36 e A570, e os ABNT NBR 7007, 6648, 6649, 6650; DIN St37.

2 - Aços de baixa liga

Os aços de baixa liga são os aços carbono acrescidos de elementos de liga em pequena quantidade, tais como: nióbio, cobre, manganês, silício, etc. Os elementos de liga provocam um aumento de resistência do aço, através da modificação da microestrutura para grãos finos. Graças a este fato, pode-se obter resistência elevada com um teor de carbono da ordem de 0,20%, permitindo, ainda assim, uma boa soldabilidade. Entre estes, podemos citar como mais usuais: o ASTM A572, A441, os ABNT NBR 7007, 5000, 5004; DIN St52 etc.

Com uma pequena variação na composição química e com adição de alguns componentes, tais como vanádio, cromo, cobre, níquel, alumínio, esses aços podem ter aumentada sua resistência à corrosão atmosférica de duas a quatro vezes. São chamados aços de baixa liga e alta resistência mecânica e resistentes à corrosão atmosférica, sendo conhecidos também como aços patináveis. Entre eles podemos citar: o ASTM A588, os ABNT NBR 5920, 5921, 5008. As usinas nacionais produzem estes aços com os seguintes nomes comerciais:

Niocor, produzido pela CSN
SAC, produzido pela Usiminas
COS-AR-COR, produzido pela Cosipa

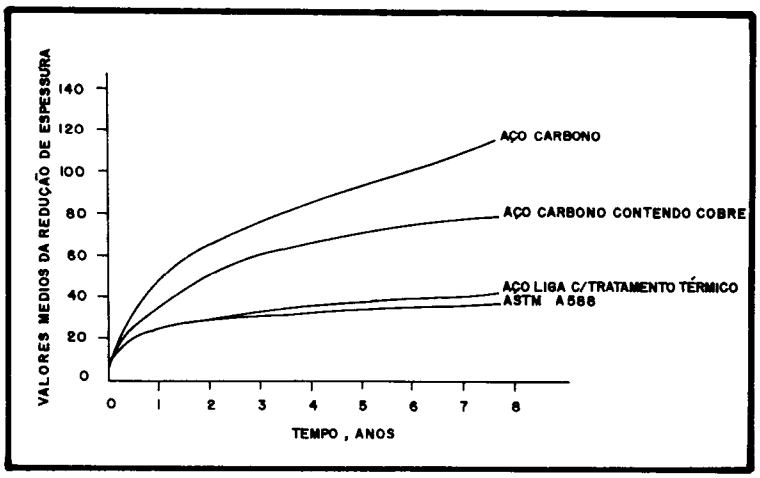


Fig. 2.1 - Perda de espessura em ambiente industrial agressivo

3 - Aços com tratamento térmico

Tanto os aços-carbono como os de baixa liga podem ter sua resistência aumentada pelo tratamento térmico. Os parafusos de alta resistência utilizados na fixação de estruturas são fabricados com aço carbono, sujeito a tratamento térmico (ASTM A325), bem como o aço de baixa liga (ASTM A490).

2.2 - Propriedades dos aços estruturais

Para compreender o comportamento das estruturas de aço é essencial que o calculista esteja familiarizado com as propriedades do aço. Os diagramas tensão-deformação representam uma informação valiosa e necessária se para entender como será o comportamento do aço em uma determinada situação.

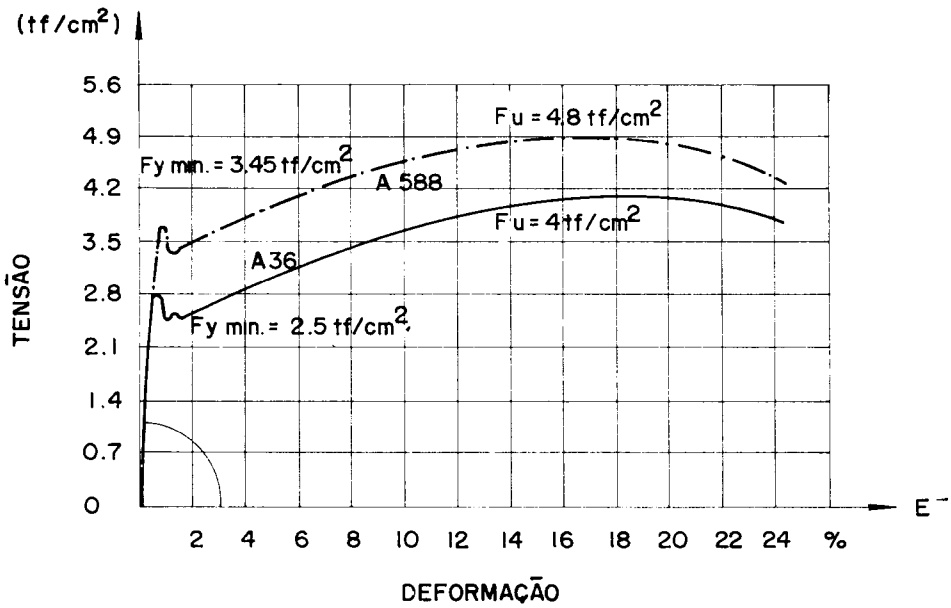
2.2.1 - Tensão - Deformação

O conhecimento das características de elasticidade, inelasticidade, fratura e fadiga de um metal é bom para avaliar sua aplicação para a construção de um membro estrutural e para determinado uso particular.

Elasticidade é a capacidade que têm os metais de voltar a sua forma original após sucessivos ciclos de carregamento e descarregamento (carga e descarga). **A fadiga** de um metal ocorre quando ele é submetido a solicitações repetidas de tensões acima de sua capacidade limite, através de sucessivos ciclos de carga e descarga. **Dutilidade** é a capacidade que tem o metal de se deixar deformar sem sofrer fraturas na fase inelástica, isto é, além do seu **limite elástico** (limite de elasticidade). Submetido a uma carga de tração, em estado de tensão simples, ocorre, no aço, um exato limite de escoamento sob uma tensão somente levemente superior ao limite elástico. Os valores mínimos das especificações do limite de escoamento, **índice de ductilidade** e **química**, acham-se estabelecidos pelas normas correspondentes.

As propriedades mecânicas do aço estrutural, que descrevem sua resistência, dutilidade, e assim por diante, são dadas em termos do comportamento de um teste de tração simples. A porção inicial de uma curva típica de tensão-deformação para um aço estrutural acha-se exposta na Fig. 2.2. A tangente à curva tensão-deformação na fase elástica foi classificada com a letra E, por convenção, módulo de elasticidade. Toma-se o valor de E como 2.100 tf/cm² para as estruturas de aço. O limite de escoamento, Fy, é a mais significativa propriedade que diferencia os aços estruturais para os quais se aplicam as normas. A tensão última ou de ruptura, Fu, baseada na reação transversa' original, acha-se também registrada para a tensão de ensaio.

O limite de escoamento do aço varia algo com a temperatura, rapidez do ensaio e as características do corpo-de-prova (dimensão, forma e o acabamento da superfície). Após o escoamento inicial, o corpo-de-prova alonga-se na fase plástica sem mudança apreciável na tensão aplicada. Por outro lado, escoamentos ocorrem em muitas regiões localizadas, as quais encruam o material, devidamente tensionado, de modo a forçar-se escoamentos em uma nova locação. Depois que todas as regiões elásticas já se exauriram, com deformações na base de quatro a dez vezes a deformação elástica, a tensão começa a aumentar e um encruamento mais geral ou tensionamento começa. O patamar de escoamento mostrado na Fig. 2.2 é peculiar dos aços estruturais tratados a frio. Os aços estruturais são inconfundíveis quando se trata de dureza.



Fu= limite de resistência à tração Fy = limite de escoamento

Fig. 2.2 - Curvas típicas tensão-deformação, obtidas a partir de um teste de tração para aço estrutural

Dureza pode ser definida como uma combinação de resistência e ductilidade. Depois que a fase de encruamento começar, durante o ensaio de tensão, a tração continua a aumentar e a extensão inelástica do corpo-de-prova continua uniformemente (sem redução local na área de seção transversal) até a carga máxima atingida. O corpo-de-prova então experimenta um estricção local e diz-se que houve um "estrangulamento" do corpo-de-prova. A tensão nominal baseada na área original é então classificada como "tensão de ruptura" do material. A capacidade do aço de resistir à deformação inelástica, sem fraturar, também lhe permite sustentar a fluência local durante a fabricação e a construção. Desse modo, permite que seja cisalhado, puncionado, flexionado e martelado sem dano aparente.

2.2.2 - Constantes físicas dos aços estruturais

São praticamente constantes, na faixa normal de temperatura atmosférica, para qualquer aço estrutural, as seguintes propriedades:

Massa específica ..... $\rho = 7{,}85\ t/m^3$
Módulo de elasticidade ..... $E = 210.000\ MPa = 2.100\ tf/cm^2$
Coeficiente de Poisson no regime elástico..... $\upsilon = 0{,}3$
Módulo transversal de elasticidade ..... $G = E/\{2(1+\upsilon)\} = 78.850\ MPa = 788\ tf/cm^2$
Coeficiente de Poisson no regime plástico..... $\upsilon_p \cong 0{,}5$
Coeficiente de dilatação térmica ..... $\alpha = 12 \times 10^{-6}/°C$

2.2.3 - Influência da composição química nas propriedades dos aços

A composição química determina muitas das características dos aços, importantes para aplicações estruturais. Alguns dos elementos químicos presentes nos aços comerciais são conseqüência dos métodos de obtenção. Outros são adicionados deliberadamente, para atingir objetivos específicos. A composição química de cada tipo de aço é fornecida pelas normas correspondentes, em duas situações: composição do aço na panela e composição do produto acabado (lingotado); geralmente, a composição varia um pouco de uma situação para outra.

A influência de cada um dos elementos químicos, encontrados mais comumente nos aços, é descrita resumidamente a seguir. Deve-se levar em conta, entretanto, que os efeitos de dois ou mais elementos, usados simultaneamente, podem diferir dos efeitos correspondentes a cada elemento isolado.

Alumínio, quando adicionado a um aço acalmado com silício, reduz a temperatura de transição e aumenta a tenacidade. A redução de temperatura de transição pode ser obtida mesmo sem o silício, com adição suficiente de alumínio (não superior a 0,2%). Adições excessivas de alumínio dificultam a obtenção do grau de acabamento superficial desejado nos produtos laminados. O alumínio também restringe o crescimento dos grãos durante um tratamento térmico.

Carbono (C) é o principal elemento para aumento de resistência (e dureza). Em geral, cada 0,01% de aumento no teor de carbono aumenta o limite de escoamento em aproximadamente 0,0035 tf/cm². Contudo, isto é acompanhado por redução de ductilidade, de tenacidade e de soldabilidade, elevação da temperatura de transição e aumento de susceptibilidade ao envelhecimento. Conseqüentemente, o teor de carbono dos aços estruturais é limitado em 0,3% ou menos, dependendo dos outros elementos presentes, e da soldabilidade e da tenacidade desejadas.

Cobre (Cu) aumenta de forma muito eficaz a resistência à corrosão atmosférica, para adição de até 0,35%. Aumenta também o limite de resistência à fadiga. Reduz pouco a ductilidade, a tenacidade e a soldabilidade.

Nióbio (Ni), em pequenas quantidades, produz aumento relativamente grande no limite do escoamento, mas aumentos menores no limite de resistência. Reduz consideravelmente a tenacidade de elementos espessos.

Cromo (Cr) aumenta a resistência mecânica à abrasão e à corrosão atmosférica. Reduz, porém, a soldabilidade. O cromo aumenta a resistência à deformação lenta e melhora o acompanhamento do aço a temperaturas elevadas, isto é, com aumento de temperatura a redução de resistência é menos pronunciada do que nos aços-carbono (até 500°C, aproximadamente).

Enxofre, que entra no processo de obtenção, pode causar retração a quente, como resultado de inclusões de sulfito de ferro, as quais se enfraquecem e podem romper quando aquecidas. As inclusões podem também conduzir à ruptura frágil, pois funcionam como pontos de concentração de tensões, a partir dos quais a ruptura pode começar. Teores elevados de enxofre podem causar porosidade e fissuração a quente durante a soldagem. Normalmente, é desejável manter o teor de enxofre abaixo de 0,05%.

Fósforo aumenta o limite de resistência e a resistência à fadiga. Reduz a ductilidade, a soldabilidade, e aumenta a temperatura de transição. Contudo, adições de alumínio aumentam a tenacidade dos aços que contêm fósforo.

Hidrogênio, que pode ser absorvido durante as operações de refino, fragiliza o aço, devendo ser eliminado por difusão, através de resfriamento lento após a laminação, e estocado a temperaturas normais de interiores.

Manganês (Mn) aumenta o limite de resistência, a resistência à fadiga, a tenacidade e a resistência à corrosão. Reduz a soldabilidade. Retarda o envelhecimento. Opõe-se à retração a quente causada pelo enxofre, devendo, por isso, ser usado em teores que variam de três a oito vezes o teor de enxofre, dependendo do tipo de aço.

Molibidênio (Mo) aumenta o limite de escoamento, a resistência à abrasão e a resistência à corrosão atmosférica. Melhora a soldabilidade. Tem efeito adverso na tenacidade e na temperatura de transição. Assim como o cromo, melhora o comportamento a temperaturas elevadas e aumenta a resistência à deformação lenta.

Níquel (Ni) aumenta a resistência mecânica, a tenacidade e a resistência à corrosão. Reduz a soldabilidade.

Nitrogênio aumenta a resistência, porém pode causar envelhecimento. Aumenta a temperatura de transição.

Oxigênio, assim como o nitrogênio, pode causar envelhecimento. Reduz a ductilidade e a tenacidade.

Silício aumenta a resistência e a tenacidade, porém reduz a soldabilidade. É usado freqüentemente como desoxidante.

Titânio aumenta o limite de resistência, a resistência à abrasão e a resistência à deformação lenta. É muito importante quando se deseja evitar o envelhecimento. Algumas vezes é usado como desoxidante e inibidor de crescimento do grão.

Tungstênio aumenta o limite de resistência, a resistência à abrasão e a resistência à deformação lenta. É usado em aço para trabalho a temperatura elevadas.

Vanádio (V), em teores de até 0,12%, aumenta o limite de resistência, a resistência à abrasão e a resistência à deformação lenta, sem prejudicar a soldabilidade e a tenacidade. Algumas vezes é usado como desoxidante e inibidor de crescimento do grão.

Observações: para relacionar a composição química à soldabilidade, a influência relativa de cada elemento é expressa em termos de carbono equivalente. Uma das expressões propostas para se determinar o carbono equivalente é a seguinte:

$$\%Ceq = \%\left(C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + v}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}\right)$$

Nesta expressão, o teor de cada elemento é expresso em porcentagem. Quanto maior for o carbono equivalente, menor será a soldabilidade do aço. Em decorrência, o resfriamento após a soldagem tem que ser feito mais lentamente, as temperaturas de pré-aquecimento e interpasses têm que ser maiores e torna-se mais necessário o uso de baixo hidrogênio. O ideal para estruturas soldadas é que o carbono equivalente fique abaixo de 0,45%.

2.3 - Principais tipos de aços estruturais

No Brasil são usados, mais comumente, os seguintes tipos de aços estruturais:

2.3.1 - Aços para perfis, chapas e tubos - Série ABNT

A Tabela 2.1 apresenta os principais tipos de aços estruturais padronizados pela ABNT.

Tabela 2.1 - Aços estruturais ABNT (perfis, chapas e tubos)

1 tf/cm² = 10 KN/cm² = 100 MPa

NBR 6648

Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural

Classe/ grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
CG-24	2,35	3,80
CG-26	2,55	4,10

NBR 6649

Chapas finas a frio para uso estrutural

Classe/grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
CF-24	2,35	3,80
CF-26	2,55	4,10

NBR 6650

Chapas finas a quente para uso estrutural

Classe/ grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
CF-24	2,35	3,80
CF-26	2,55	4,10
CF-28	2,80	4,40
CF-30	3,00	4,90

NBR 7007

Aços para perfis laminados para uso estrutural

Classe/ grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
MR-250	2,50	4,00
AR-290	2,90	4,15
AR-345	3,45	4,50
AR-COR 345-A ou B	3,45	4,85

NBR 5920/NBR 5921

Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais (a frio/a quente)

Classe/grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
Laminadas a frio/bobinas a quente	3,10	4,50
laminadas a quente (não fornecidas em bobinas)	3,40	4,80

NBR 8261

Perfil tubular de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular, quadrada ou retangular, para usos estruturais

Classe/ grau	Seção circular		Seção quadrada ou retangular	
	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
B	2,90	4,00	3,17	4,00
C	3,17	4,27	3,45	4,27

NBR 5000

Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica

Classe/ grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
G-30	3,00	4,15
G-35	3,45	4,50

NBR 5004

Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica

Classe/ grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
F-32/Q-32	3,10	4,10
F-35/Q-35	3,40	4,50

NBR 5008

Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica para usos estruturais

Classe/ grau	Faixa de espessura	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²
1.2 e 2A	$t \leq 19$	3,45	4,80
	$19 < t \leq 40$	3,15	4,60
	$40 < t \leq 100$	2,90	4,35

2.3.2 - Aços para perfis, chapas e tubos - série ASTM

A tabela 2.2 apresenta os principais tipos de aços estruturais série ASTM usados no Brasil.

Tabela 2.2 - Aços estruturais ASTM

Aços ASTM						
Classif.	**Denominação**	**Produto**	**Grupo/grau**		**Fy tf/cm²**	**Fu tf/cm²**
Aços-carbono	A36 - É o mais usado em estruturas metálicas, podendo ser usado em edifícios, pontes e estruturas em geral e ser empregado com ligações rebitadas, parafusadas e soldadas	Perfis	Todos os grupos		2,50	4,00 a 5,50
		Chapas	t ≤ 200			
		Barras	t ≤ 100			
	A570 - É apresentado em vários graus, para ser empregado na confecção de perfis de chapa dobrada, devido a sua ductilidade	Chapas	Todos os grupos	Grau 33	2,30	3,60
				Grau 40	2,80	3,80
	A500 - É usado na fabricação de tubos com e sem costura, para tipos redondos, quadrados ou retangulares. É empregado em dois graus. Para tubos sem costura são empregados até a espessura de 12,5 mm e diâmetro de 258 mm e com costura até 10 mm e diâmetro de 258 mm.	Tubos	Redondo	Grau A	2,32	3,20
				Grau B	2,96	4,08
			Quadrado ou Retangular	Grau A	2,74	3,20
				Grau B	3,23	4,08
	A501 - É usado tanto na fabricação de tubos com e sem costura, para tipos redondos, quadrados e retangulares. Tem a mesma resistência do A-36. É empregado até 25 mm de espessura, com diâmetro variando de 12 a 600 mm.	Tubos	Todos os grupos		2,50	4,08
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A441 - É usado onde se requer um grau de resistência maior e é apresentado em vários graus, podendo ser empregado em qualquer tipo de estrutura com ligações soldadas, parafusadas ou rebitadas	Perfis	Grupos 1 e 2		3,45	4,85
			Grupo 3		3,15	4,60
		Chapas e barras	t ≤ 19		3,45	4,85
			19 < t ≤ 38		3,15	4,60
			38 < t ≤ 100		2,90	4,35
			100 < t ≤200		2,75	4,15
	A572 - É usado onde se requer um grau de resistência maior e é apresentado em vários graus, podendo se empregado em qualquer tipo de estrutura com ligações soldadas, parafusadas ou rebitadas	Perfis	Todos os grupos	Grau 42	2,90	4,15
				graus 50	3,45	4,50
		Chapas e barras	Grau 42 (t ≤ 150)		2,90	4,15
			Grau 50 (t ≤50)		3,45	4,50
Aços de baixa liga, alta resistência mecânica e à corrosão atmosférica	A242 - É caracterizado por ter uma resistência à corrosão duas vezes a do aço-carbono, podendo ser empregado com ligações parafusadas, rebitadas e soldadas e em estruturas em geral.	Perfis	Grupos 1 e 2		3,45	4,80
			Grupo 3		3,15	4,60
		Chapas e barras	t ≤ 19		3,45	4,80
			19 < t ≤ 38		3,15	4,60
			38 < t ≤100		2,90	4,35
	A588 - É empregado onde se requer uma redução de peso aliado a uma resistência maior à corrosão atmosférica, que é 4 vezes a do aço carbono. É empregado principalmente em pontes, viadutos e estruturas especiais, pois, devido a sua resistência à corrosão, pode dispensar a pintura, exceto em ambientes agressivos. Pode ser empregado em estruturas soldadas, parafusadas ou rebitadas.	Perfis	Todos os grupos		3,45	4,85
		Chapas e barras	t ≤100		3,45	4,85
			100 < t ≤ 127		3,15	4,60
			127 < t ≤ 200		2,90	4,35

Notas: a) Grupamento de perfis estruturais para efeito de propriedades mecânicas:
a.1) Perfis "I" de abas inclinadas, perfis "U", e em cantoneiras com espessura menor ou igual a 19 mm. Grupo 1 e 2.
a.2) Cantoneiras com espessura maior que 19 mm. Grupo 3.
b) Para efeito das propriedades mecânicas de barras, a espessura "t" corresponde à menor dimensão da seção transversal da barra. t = espessura em mm

2.3.3 - Aços fundidos e forjados

Quando for necessário o emprego de elementos estruturais fabricados em aços fundidos ou forjados, devem ser observadas as seguintes especificações:

a) NBR 6313, tipos AF-4220 e AF-4524
"Peças fundidas de aço-carbono para uso geral";

b) NBR 7242, tipo AF-5534
"Peças fundidas de aço de alta resistência para fins estruturais";

c) ASTM A668
"Peças forjadas de aço-carbono e aço-liga para uso industrial em geral".

2.3.4 - Parafusos e barras redondas rosqueadas

As especificações indicadas na tabela 2.3 são aplicáveis a parafusos e barras redondas rosqueadas usados como tirantes ou chumbadores. Elementos fabricados em aço temperado não devem ser soldados nem aquecidos, de maneira a não prejudicar a montagem.

Tabela 2.3 - Materiais usados em parafusos e barras redondas rosqueadas

Especificação		Limite de escoamento tf/cm²	Resistência à tração tf/cm²	Diâmetro máximo (mm)	Tipo de material (2)
Parafusos	ASTM A307	_	4,22	100	C
	ISO 898 Classe 4,6	2,40	3,98	36	C
	ASTM A325 (1)	6,47 5,70	8,44 7,38	$12,7 \leq d \leq 25,4$ $25,4 < d \leq 38,1$	C T
Barras rosqueadas	ASTM A490	8,95	10,55	$12,7 \leq d \leq 38,1$	T
	ASTM A36	2,50	4,08	100	C
	ASTM A588	3,45	4,92	100	ARBL RC
	SAE-1020	2,40	3,87	152	C

(1) Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR-COR-345 graus A e B ou à dos aços ASTM A 588

(2) C = Carbono
T = temperado
ARBL RC = alta resistência e baixa liga resistente à corrosão

2.3.5 - Equivalência de aços por produtos

A fim de facilitar os leitores, apresentaremos na Tabela 2.4 uma equivalência de aços por normas.

2.4 - Produtos de aço para uso estrutural

Os principais materiais usados como elementos ou componentes estruturais são: chapas finas a frio, chapas zincadas, chapas finas a quente, chapas grossas, perfis laminados estruturais, tubos estruturais com e sem costura, barras redondas e barras chatas, perfis soldados e perfis estruturais em chapas dobradas.

Chapas finas a frio: São produtos com espessuras-padrão de 0,30 mm a 2,65 mm fornecidas nas larguras-padrão de 1.000 mm, 1.200 mm e 1.500 mm e nos comprimentos-padrão de 2.000 mm e 3.000 mm, e também sob a forma de bobinas (Tab. 2.5).

Tabela 2.4 - Equivalência de aços por normas

Produto	Norma ABNT/NBR	Classe	Grau	Fy tf/cm²	Fu tf/cm²	Classe ASTM equivalente	DIN
Perfis	7007	MR-250	–	2,50	4,00	A 36	ST-42
	7007	AR-290	–	2,90	4,15	A 572 GR-42	ST-46
	7007	AR-345	–	3,45	4,50	A 572 GR-50	ST-52
	7007	AR-COR-345	A	3,45	4,85	A 242 GR 1	–
	7007	AR-COR-345	B	3,45	4,85	A 242 GR-2 E A 588	–
Chapas	6648	CG-26	–	2,55	4,10	A 36	ST-42
	6649/6650	CF-26	–	2,60	4,10	A 36	ST-42
	5000	G-30	–	3,00	4,15	A 572 GR-42	–
	5000	G-35	–	3,45	4,50	A 572 GR-50	ST-52
	5004	F-35/Q-35	–	3,40	4,50	A 572 GR-50	ST-52
	5008	1,2 e 2A	$t \leq 19$ mm	3,45	4,80	A 588	–
	5920/5921	CF-BLAR	–	3,40	4,80	A 588	–
Tubos	8261	Circular	B	2,90	4,00	A 500 GR-B	
	8261	Quadrado ou retangular	B	3,17	4,00	A 500 GR-B	
	8261	Circular	C	3,17	4,27	A 500 GR-B	
	8261	Quadrado ou retangular	C	3,45	4,27	–	

Obs.: As usinas nacionais produzem aços de alta resistência mecânica e à corrosão atmosférica, com os seguintes nomes comerciais: COS-AR-COR-500, Niocor, USI-SAC-50, equivalentes ao A588.

Tabela 2.5

Espessuras padrão (mm)	Peso $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
0,30	2,36
0,38	2,98
0,45	3,53
0,60	4,71
0,75	5,89
0,85	6,67
0,90	7,06
1,06	8,32
1,20	9,42
1,50	11,78
1,70	13,35
1,90	14,92
2,25	17,66
2,65	20,80

Tabela 2.6

Espessuras padrão (mm)	Peso $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
1,20	9,4
1,50	11,8
2,00	15,7
2,25	17,7
2,65	20,8
3,00	23,6
3,35	26,3
3,75	29,4
4,25	33,4
4,50	35,3
4,75	37,3
5,00	39,2

Usos: Nas construções como complementos, sejam esquadrias, dobradiças, portas, batentes, calhas, rufos.

Chapas finas a quente: Espessuras-padrão de 1,20 mm a 5,00 mm fornecidas nas larguras-padrão de 1.000 mm, 1.100 mm, 1.200 mm, 1.500 mm e 1.800 mm, e nos comprimentos-padrão de 2.000 mm, 3.000 mm e 6.000 mm e em bobinas (Tab. 2.6)

Usos: Em perfis de chapas dobradas, para construção em estruturas metálicas leves e, principalmente, como terças e vigas de tapamento.

Chapas zincadas: Produtos com espessura-padrão de 0,25 mm a 1,95 mm, fornecidos nas larguras-padrão de 1.000 mm e nos comprimentos-padrão de 2.000 mm e 3.000 mm, e também em bobinas (Tab. 2.7).

Usos: Devidamente trabalhadas, como elementos complementares nas construções, sejam telhas para coberturas e tapamentos laterais, calhas, rufos, caixilhos, dutos de ar-condicionado, divisórias etc.

normas técnicas: NBR 7008 e CSN-ZAR

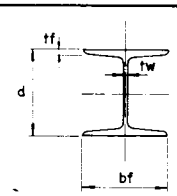
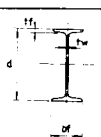
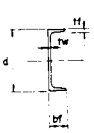
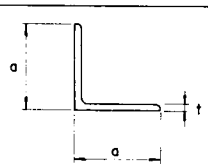
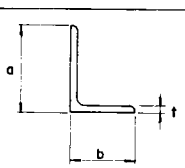
Tabela 2.7

Espessuras padrão (mm)	Peso $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
0,25	1,96
0,30	2,36
0,35	2,75
0,43	3,38
0,50	3,93
0,65	5,10
0,80	6,28
0,95	7,46
1,11	8,71
1,25	9,81
1,55	12,17
1,95	15,31

Tabela 2.8

Espessuras padrão (mm)	Peso $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
6,3	49,46
8,0	62,80
9,5	74,58
12,5	98,13
16,0	125,60
19,0	149,15
22,4	175,84
25,0	196,25
37,5	294,38
45,0	353,25
50,0	392,50
57,0	447,44
63,0	494,55
75,0	588,75
102,0	800,70

Tabela 2.9

		Dimensões	Designação (exemplo)
	Perfil H	d = 152 mm	H de 152 x 37,1 Perfil H com d = 152 mm e 37,10 kg/m
	Perfil I	d = 76 a 305 mm	I de 152 x 18,5 Perfil I com d = 152 mm e 18,50 kg/m
	Perfil U	d = 76 a 381 mm	U de 203 x 17,1 Perfil U com d = 203 mm e 17,10 kg/m
	Cantoneira de abas iguais	a = 25 a 203 mm t = 3 a 25 mm	L de 50 x 6,3 Cantoneira de abas iguais com a = 50 mm e t = 6,3 mm
	Cantoneira de abas desiguais	a x b = 89 x 64 a 203 x 102 mm t = 6 a 25 mm	L de 102 x 76 x 7,9 Cantoneira de abas desiguais com a = 102 mm b = 76 mm e t = 7,9 mm

Chapas grossas: Espessuras-padrão de 6,3 mm a 102 mm, fornecidas em diversas larguras-padrão de 1.000 mm a 3.800 mm e nos comprimentos-padrão de 6.000 mm e 12.000 mm. (Tab. 2.8)

Usos: Nas construções de estruturas metálicas, principalmente para a formação de perfis soldados para trabalhar como vigas, colunas e estacas.

Perfis laminados estruturais: Os perfis laminados a quente, mais comuns para uso estrutural, encontrados no mercado, são os tipos dados na Tabela 2.9.

Usos: Na fabricação de estruturas metálicas e, secundariamente, como caixilhos e grades. Perfis leves são os com alturas menores que 80 mm; médios 80 mm a 200 mm; pesados, com alturas maiores que 200 mm.

Barras redondas: Com amplo número de bitolas, as barras redondas são usadas quase que praticamente na confecção de chumbadores, parafusos e tirantes. (Tab. 2.10).

Tabela 2.10

Diâmetro Ø (mm)	Peso (kg/m)
12,5	0,99
16,0	1,55
19,0	2,24
22,0	3,05
25,0	3,98
28,0	5,03
32,0	6,22
35,0	7,52
38,0	8,95
44,0	12,18
50,0	15,40
57,0	20,10
64,0	24,90
70,0	30,00
76,0	35,80
89,1	48,70
102,0	63,60

Barras chatas: São encontradas nas dimensões 38 x 4,8 (1 1/2 x 3/16) a 304, 8 x 50,8 (12" x 2") e nos aços 1010 a 1020 e A36

Usos: Para uso em geral, principalmente em guarda-corpo.

Barras quadradas: São encontradas nas dimensões básicas (de 50,8 mm a 152 mm) nos aços 1010/1020 e A36

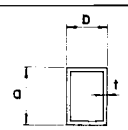
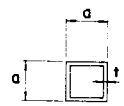
Usos: Para uso principal como trilhos de pontes rolantes pequenas.

Tubos estruturais de aço: Existe grande variedade nas dimensões dos tubos encontrados no mercado, sendo fornecidos no comprimento-padrão de 6.000 mm.

Usos: Como elementos estruturais, principalmente na formação de treliças espaciais, corrimãos etc.

A Tabela 2.11 mostra os tipos, dimensões e designações usadas para os tubos sem costura e com costura.

Tabela 2.11 - Tubos estruturais

Tubos	Sem costura		Com costura	
Tipo	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)	Dimensões (mm)	Designação (exemplo
	a x b de 50 x 30 a 120 x 80 t = 2,0 a 5,3	a x b x t 50 x 30 x 2,0	a x b de 25 x 19 a 200 x 80 t = 1,00 a 7,11	a x b x t 25 x 19 x 3,00
	a x a de 40 x 40 a 216 x 216 t = 2,0 a 5,3	a x a x t 40 x 40 x 3,0	a x a de 16 x 16 a 140 x 140 t = 1,00 a 7,11	a x a x t 140 x 140 x 7,11
	D = de 25 a 150 t = 1,5 a 9,0	D x t 25 x 2,0	d = 9 a 254 t = 1,00 a 7,11	D x t 150 x 5,00

Produtos estruturais derivados dos aços planos: São de dois tipos: perfis soldados e perfis em chapas dobradas. Normalmente fornecidos em comprimentos menores que 12.000 mm, devido à limitação de transporte.

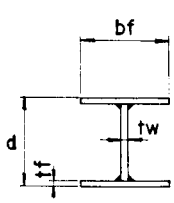
Perfis soldados: Dada a grande versatilidade de combinações de espessuras com alturas e larguras, os perfis soldados, compostos a partir de três chapas, são largamente empregados nas estruturas metálicas. Com estes produtos, o projetista passa a ter opções muito variadas e grande liberdade. A fim de facilitar os projetistas e calculistas, a ABNT (NBR 5884/80) padronizou três séries, a saber:

Série CS para colunas (com d/bf = 1)

Série VS para vigas (com d/bf$\leq$4)

Série CVS para colunas e vigas (com 1 < d/bf $\leq$ 1,5)

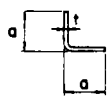
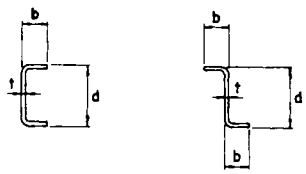
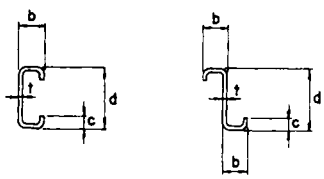
Como se trata de composição, o calculista tem total liberdade nos projetos dos perfis,repeitando as relações largura/espessura previstas nas normas.

Tipo	Altura (mm)	Designação (exemplo)
	CS de 200 a 650 CVS de 200 a 650 VS de 200 a 1.500 PS não-padrão	VS 900 x 124 VS com d = 900 mm e 124 kg/m (PS 400 x 200)*

* A ser fornecido pelo projetista

Perfis de chapas dobradas: Estes produtos, conformados a frio, estão sendo aplicados de forma crescente na execução de estruturas leves e, também, para terças e vigas de tapamento de qualquer tipo de estrutura. A Tabela 2.12 mostra os principais tipos existentes, dentre os muito possíveis.

Tabela 2.12

Tipo	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)
	a = 50 a 100 t = 1,5 a 5,0	a x t L 50 x 2,25
	d = 50 a 200 t = 1,5 a 5,0	d x b x t U 100 x 50 x 3,0
	d = 50 a 300 t = 1,5 a 5,0	d x b x c x t Z 100 x 50 x 20 x 2,0

Devido às peculiaridades dos perfis em chapas dobradas, como fissuras, dificuldade de acesso a pinturas nas partes enrijecidas, aconselhamos a espessura mínima de 2,65 mm. Quando forem galvanizados, pode-se usar como mínima a espessura de 2,25 mm.

Obs.: Tabelas completas com todos os tipos de perfis apresentados até aqui estão no apêndice C.

2.5 - Comparação dos custos dos aços por produtos e sua resistência

A seguir, daremos ao leitor, através da Tabela 2.13, uma idéia da variação de custos por aço e por produto em relação a sua resistência, tendo como base o A36, tomando-se como custos dos aços os valores médios cobrados pelas usinas. Assim, um perfil em A572, que tem uma resistência 38% maior do que o A36, tem seu custo elevado em apenas 23%.

Tabela 2.13

Produto	Tipo de aço	Fy tf/cm²	Relação de custos		Relação de resistências
			Chapas	Perfis	
Perfis, chapas grossas e barras	ASTM A36 ASTM A572 - G50 ASTM A588 COS-AR-COR-400 USI-SAC-41	2,50 3,45 3,45 2,50 2,50	1,0 1,23 1,23 1,16 1,16	1,0 1,27 1,34 – –	1,0 1,38 1,38 1,0 1,0
Chapas finas	ASTM A570-G33 ASTM A570-G40	2,30 2,80	1,0 1,0	– –	0,92 1,12
Tubos	ASTM A500-GA ASTM A106-GB	2,32 2,90	– –	1,90 2,40	– –
Perfis de chapa dobrada	SAE 1020 ASTM A36	2,40 2,50	–	1,70	0,96
Perfis soldados { leves pesados	ASTM A36	2,50	–	1,34 a 1,56 1,15 a 1,26	1,0

CAPÍTULO 3

Ligações com solda

3.1 - Introdução

A soldagem é a técnica de unir duas ou mais partes constitutivas de um todo, assegurando entre elas a continuidade do material e em conseqüência suas características mecânicas e químicas. A utilização da soldagem remonta a cerca de 3.000 A.C., quando, em Ur (Rússia) se usava a técnica hoje conhecida como soldabrasagem para unir peças de ouro, obtendo-se trabalhos de ótima qualidade.

A soldagem moderna existe desde a década de 20, quando começou a ser mais utilizada na engenharia estrutural, compreendendo edifícios e pontes. Como marcos, podemos citar:

a) a construção em Toronto, no Canadá, em 1927, de uma ponte com comprimento de 150 m inteiramente soldada;
b) a construção nos EUA, em 1927, do primeiro edifício de grande porte, também todo soldado (Edifício Sharon);
c) em Turtle Creeck, Pensilvânia, EUA, é construída, também em 1927, a primeira ponte ferroviária inteiramente soldada;
d) em 1930 são feitas nos EUA as primeiras normas de especificações de eletrodos revestidos;
e) em 1935 foram desenvolvidos os processos de soldagem a arco submerso e o processo TIG.

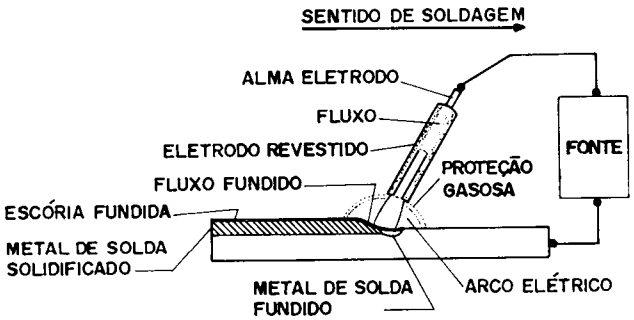
Existem hoje inúmeros processos de soldagem, aprimorados e desenvolvidos após a segunda guerra mundial. Entre os mais usados em estruturas metálicas, podemos citar:

A) Processo manual com eletrodo revestido (SMAW)

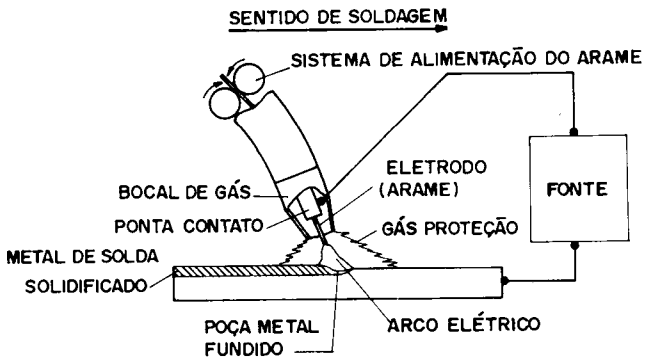
É o processo de soldagem que tem como característica o uso de uma máquina de solda, podendo ser retificador, transformador ou gerador, que produz a corrente necessária à obtenção do arco elétrico entre o eletrodo revestido com as partes a serem soldadas. É chamado manual porque depende essencialmente da habilidade do soldador durante todo o período da fusão (Fig. 3.1.a).

B) processo a arco submerso (SAW)

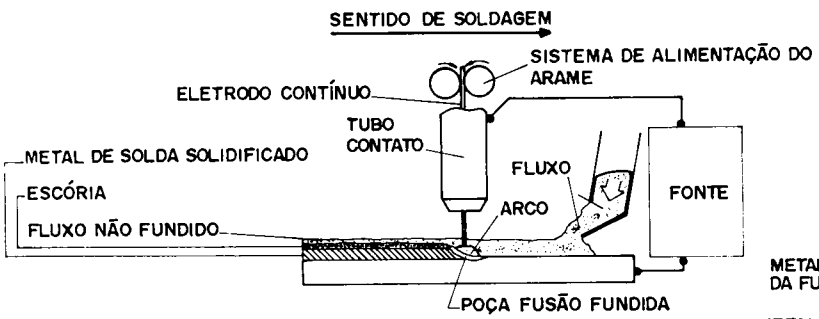
É o processo a arco elétrico que utiliza equipamentos automáticos ou semi-automáticos que alimentam o eletrodo (arame nu) continuamente, tendo o arco submerso pelo fluxo (que substitui o revestimento dos eletrodos). É um processo de grande produtividade (Fig. 3.1.b).



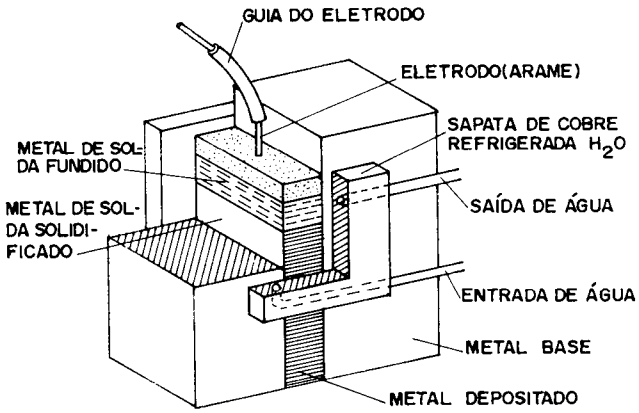
(a) DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE SOLDAGEM ELETRODO REVESTIDO



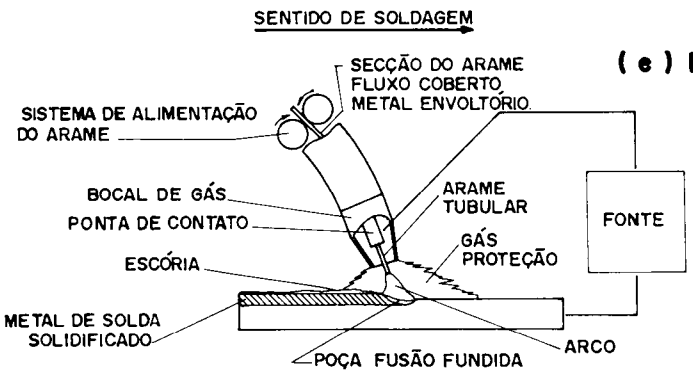
(c) DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE SOLDAGEM COM ATMOSFERA GASOSA



(b) DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE SOLDAGEM AO ARCO SUBMERSO



(e) DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE SOLDAGEM POR ELETRO-ESCÓRIA



(d) DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE SOLDAGEM COM ARAME TUBULAR

Fig. 3.1 - Processos de soldagem

C) Processos MIG, MAG, TIG ou soldagem em atmosfera gasosa (GMAW)

É o processo ao arco elétrico que utiliza sistemas de controle do arco automaticamente. A alimentação do eletrodo (arame nu) é contínua e o arco protegido por uma atmosfera gasosa (Fig. 3.1.c), sendo:

TIG - utilização de gás inerte (argônio, hélio) e varetas manuseadas pelo operador.
MIG - utilização de gás inerte e arame alimentado automaticamente.
MAG - utilização de gás ativo (CO_2) e arame alimentado automaticamente.

D) Processo de arame tubular (FCAW)

É o processo a arco elétrico com características similares ao processo MIG/MAG, diferenciando-se exatamente pelo uso do arame tubular, onde a proteção do arco é feita por um fluxo granulado interno ao arame, podendo ainda ser utilizada a proteção gasosa ou não. (Fig. 3.1.d).

E) Processo de soldagem eletroescória

Este processo é originário da Rússia e consiste na alimentação de um ou mais arames eletrodos dentro da abertura (GAP) entre duas chapas a serem unidas. (Fig. 3.1.e). As bordas das chapas são retas, pois o processo não requer preparação, como em outros processos, e é usado para soldagem na posição vertical.
O arame (eletrodo) é aumentado automaticamente por um motor alimentador colocado na base da junta a ser soldada, junto com o fluxo granulado que cobre a extremidade do arame eletrodo. Apesar de o fluxo não ser condutor no estado sólido, o processo é iniciado por um arco que funde parte do fluxo. O fluxo é do tipo que se torna eletricamente condutor quando fundido. Após as condições de equilíbrio terem sido conseguidas, o arco é apagado e o arame fica imerso completamente na poça fundida. O arame é então consumido puramente pelo calor da resistência produzida pela passagem da corrente elétrica através do arame, da condutividade da escória e o do terra feito com a peça. Eletroescória não é um processo ao arco.

A poça de fusão fica entre duas sapatas de cobre refrigeradas a água e à medida que vão subindo na junta a solda vai se solidificando. Em função da espessura da chapa, múltiplos arames eletrodos podem ser alimentados na mesma poça de fusão. Para espessuras até 60 mm, usar arame simples. Acima, até 200 mm, usar três arames.

3.2 - Vantagens e desvantagens

Atualmente é possível se fazer uso de todas as vantagens que a solda oferece, com eliminação praticamente total dos antigos temores com relação a fissura e fadiga. Nos itens seguintes indicaremos as principais vantagens e desvantagens no uso das soldas.

Vantagens: A primeira grande vantagem está na economia do material, porque o uso de soldagem permite o aproveitamento total do material (área líquida = área bruta). As estrutura soldadas permitem eliminar uma grande percentagem de chapas de ligação em relação às estruturas parafusadas. Em algumas estruturas de pontes ou treliças é possível economizar 15% ou mais de peso do aço.

As estruturas soldadas são mais rígidas, porque os membros normalmente estão soldados diretamente um ao outro, ao contrário das ligações parafusadas, invariavelmente feitas através de chapas de ligação ou cantoneiras. Por outro lado, a maior rigidez pode ser uma desvantagem onde há necessidade de conexões simples com pouca resistência a momento. Cabe ao calculista especificar com cuidado o tipo de junta mais adequada.

Facilidade de se realizar modificações nos desenhos das peças e corrigir erros durante a montagem a um custo menor do que as parafusadas.

O uso de uma quantidade menor de peças e, como resultado, menor tempo de detalhe, fabricação e montagem.

Desvantagens: Uma desvantagem das estruturas soldadas de grandes extensões é a redução que sofrem no comprimento devido aos efeitos acumulativos de retração.

Energia elétrica isuficiente no local de montagem, o que exigiria a colocação de geradores para acionar as máquinas de solda.

Exige maior análise de fadiga do que as estruturas parafusadas, podendo, em muitos casos, reduzir as tensões admissíveis a níveis muito baixos.

3.3 - Classificação e tipos de solda

Com referência à posição, as soldas se classificam em: planas, horizontais, verticais e sobre cabeça.

Quanto ao tipo, as soldas podem ser de: filete, entalhe ou chanfro, ranhura e tampão.

A mais usada é a solda de filete. Para cargas de pouca intensidade é a mais econômica, devido à pouca preparação do material. Para cargas de maior intensidade, as soldas de entalhe, de penetração parcial ou total, são as mais aconselháveis por possuírem resistências bastante elevadas com menor volume de solda, sendo, no caso de penetração total, superior ao do metal-base, desde que o metal de solda seja compatível (Tab. 3.1). O uso de solda de ranhura ou tampão está limitado a casos especiais, onde a solda de filete ou entalhe não são práticas.

3.3.1 - Áreas efetivas

As disposições a seguir estão baseadas no ""Structural Welding Code", AWS D1.1-92 da American Welding Society e NBR-8800/88.

1 - Soldas de entalhe (Fig. 3.2)

a) A área efetiva das soldas de entalhe deve ser calculada como produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva;

b) O comprimento efetivo de uma solda de entalhe é igual ao seu comprimento real, o que deve ser igual à largura da parte ligada;

c) A garganta efetiva de uma solda de entalhe de penetração total deve ser igual à menor das espessuras das partes soldadas.

2 - Soldas de filete

a) A área efetiva de uma solda de filete deve ser calculada como o produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva;

b) O comprimento efetivo da solda de filete, exceto filetes em furos ou rasgos, deve ser igual ao comprimento total da solda de dimensão uniforme, incluindo os retornos nas extremidades. A garganta efetiva de uma solda de filete é igual à menor distância medida da raiz à face plana teórica da solda; para soldas de filete executadas pelo processo de arame submerso, essa garganta pode ser acrescida de 2,8 mm, para soldas de filete com perna maior que 9,5 mm, e pode ser tomada igual à perna, para soldas de filete com perna igual ou inferior a 9,5 mm. Perna do filete é o menor dos dois lados, situados nas faces de fusão,

do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda. Raiz da solda é a interseção das faces de fusão.

c) O comprimento efetivo de uma solda de filete em furos ou rasgos deve ser medido ao longo da linha que passa pelos pontos médios das gargantas efetivas uniformes. Se a

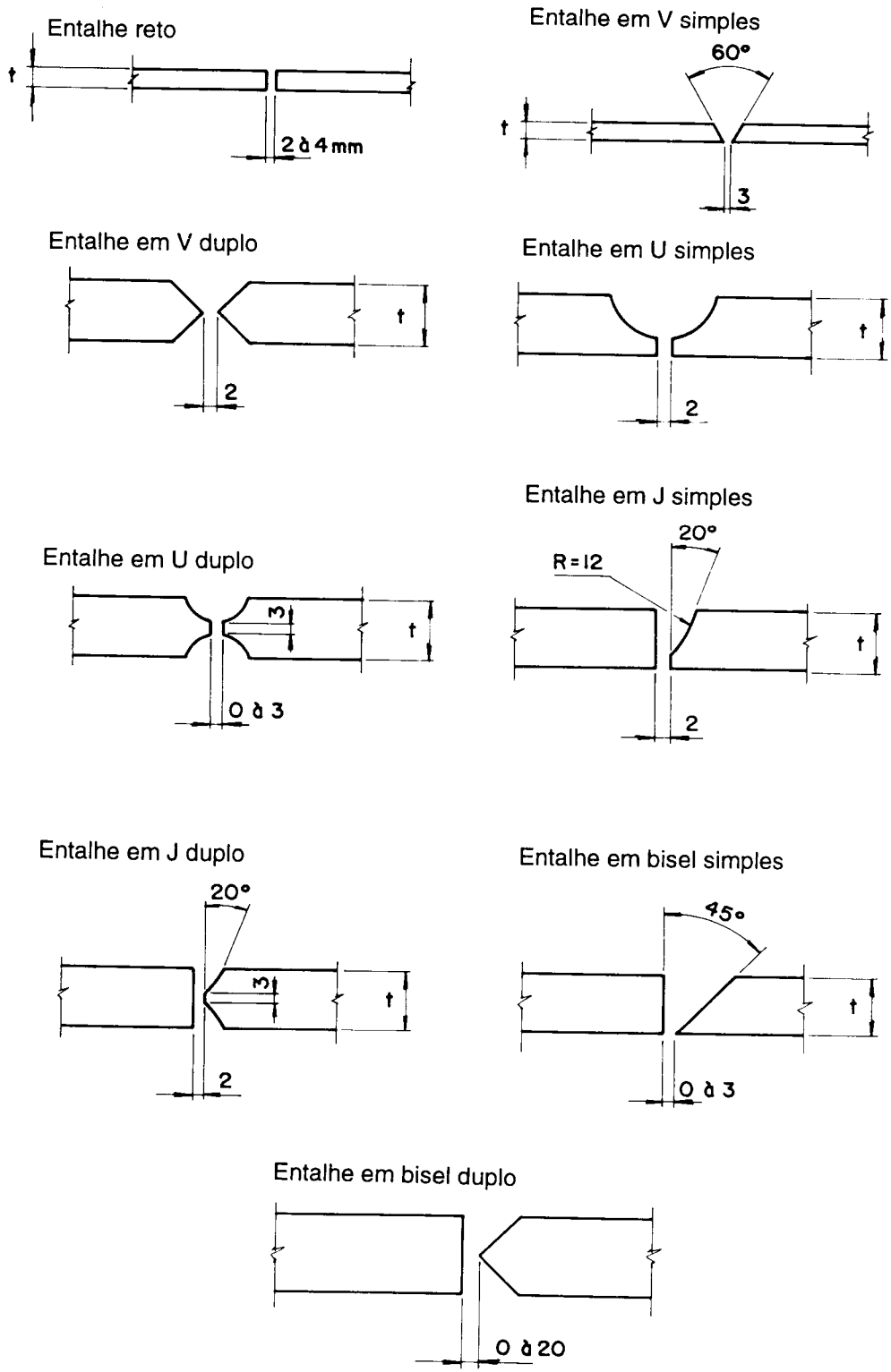


Fig. 3.2. - Entalhes ou chanfros

área de uma solda de filete executada em furo ou rasgo, calculada a partir deste comprimento, for maior que a área dada em 3.3.1.3, então esta última deverá ser usada como área efetiva da solda de filete.

3 - Soldas de tampão em furos ou rasgos

A área efetiva de cisalhamento de uma solda de tampão, em furo ou rasgo, deve ser igual à área nominal da seção transversal do furo ou rasgo no plano das superfícies em contato. (Fig. 3.3).

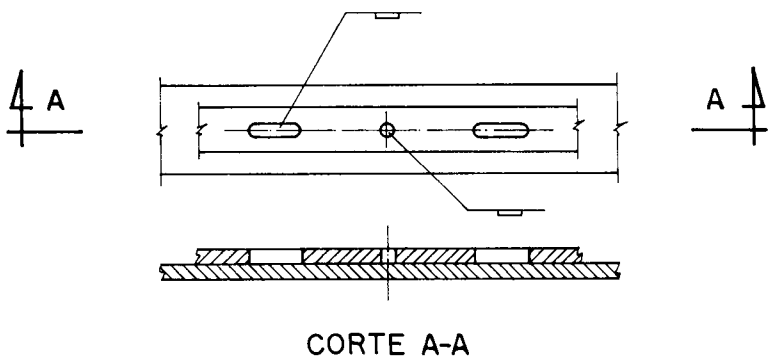


Fig. 3.3 - Soldas de tampão

3.3.2 - Combinação de tipos diferentes de solda

Se numa mesma ligação forem usados dois ou mais tipos de solda (entalhe, filete, tampão em furos ou rasgos), a resistência efetiva de cada um desses tipos deve ser determinada separadamente e referida ao eixo do grupo a fim de se determinar a resistência admissível da combinação. Todavia, esse método de compor resistências individuais de soldas não é aplicável a soldas de filete superpostas a soldas de entalhe, utilizando-se nos cálculos apenas a resistência das últimas.

3.3.3 - Compatibilidade entre o metal da solda e metal-base

Na tabela 3.1 são apresentados para alguns aços estruturais os metais da solda compatíveis; essa tabela foi extraída da AWS D 1.1-92 e NBR-8800/88.

3.3.4 - Limitações

1 - Soldas de entalhe

As espessuras mínimas de gargantas efetivas de soldas de entalhe de penetração parcial estão indicadas na tabela 3.2. A dimensão da solda deve ser estabelecida em função da parte mais espessa soldada, exceto que tal dimensão não necessite ultrapassar a espessura da parte menos espessa, desde que seja obtida a resistência de cálculo necessária. Para essa exceção e para que se obtenha uma solda de boa qualidade, devem ser tomados cuidados especiais usando-se pré-aquecimento. Não podem ser usadas soldas de penetração parcial em emendas de peças fletidas.

Tabela 3.1 - Compatibilidade do metal-base com o metal da solda (1), (2), (3) e (4)

Metal-base			Metal da solda compatível			
	ABNT	ASTM	Arco elétrico com eletrodo revestido	Arco submerso	Arco elétrico com proteção gasosa	Arco elétrico com fluxo no núcleo
Grupo I	NBR 6648 NBR 6649 NBR 6650 NBR 7007 (MR 250) NBR 8261 (Grau A)	A36 A570 Grau 40 A570 Grau 45	AWS A5.1 ou A5.5 E60XX ou E70XX	AWS A5.17 ou A5-23 F6X-EXXX ou F7X-EXXX	AWS A5.18 ER70S-X	AWS A5.20 E6XT-X E7XT-X (exceto -2, -3, - 10 e - GS)
Grupo II	NBR 5000 NBR5004 NBR 5008(5) NBR 5920(5) NBR 5921(5) NBR 7007 (AR345) NBR 7007 (AR290) NBR 7007 (AR COR 345) A ou B)(5) NBR 8261 (Graus B e C)	A242 (5) A441 A572 Grau 42 A572 Grau 50 A588 (t ≤100 mm)(5)	AWS A5.1 ou A5.5. E7015, E7016 E7018, E7028	AWS A5.17 ou A5.23 E7X-EXXX	AWS A5.18 ER70S-X	AWS A5.20 E7XT-X (exceto -2, -3, - 10 e GS)

(1) Em juntas constituídas de metais-base com duas tensões de escoamento ou limites de resistência diferentes entre si, pode ser usado metal da solda compatível com o metal-base de menor resistência; no entanto, devem ser usados eletrodos de baixo hidrogênio se um dos metais-base o exigir.

(2) Quando for feito alívio de tensões nas soldas, o metal da solda não pode conter mais de 0,05% de vanádio.

(3) Ver item 4.16 da AWS D1.1-92 para requisitos referentes ao metal da solda usado com os processos eletrogás e eletroescória

(4) Devem ser usados somente eletrodos de baixo hidrogênio ao soldar os aços do grupo I, com espessuras maiores que 25 mm, em estruturas sujeitas a fadiga

(5) Podem ser necessários processos e materiais de soldagem especiais (p. ex.: eletrodos de baixa liga E80XX) para atender a características de resistência à corrosão atmosférica e de resistência ao choque. Ver item 4.1.4 da AWS D1.1-92

Tabela 3.2 - Espessura mínima de garganta efetiva de uma solda de entalhe de penetração parcial (mm)

Maior espessura do metal base na junta (mm)	espessura mínima da[1] garganta efetiva (mm)
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19 até 37,5	8
Acima de 37,5 até 57	10
Acima de 57 até 152	13
Acima de 152	16

(1) Ver 3.3.1 para definição de garganta efetiva

2 - Soldas de filete

No que segue, a expressão "dimensão nominal" de uma solda de filete significa dimensão da perna.

a) Dimensão nominal mínima de uma solda de filete

A dimensão mínima de uma solda de filete é dada na Tabela 3.6.

A dimensão da solda deve ser estabelecida em função da parte mais espessa soldada, exceto que tal dimensão não necessita ultrapassar a espessura da parte menos espessa, desde que seja obtida a resistência de cálculo necessária. Para essa exceção e para que se obtenha uma solda de boa qualidade, devem ser tomados cuidados especiais, usando-se pré-aquecimento;

Tabela 3.3 - Dimensão mínima de uma solda de filete

Maior espessura do metal base na junta (mm)	Dimensão nominal mínima da solda de filete (mm)
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8 Executadas somente com um passe

b) Dimensão nominal máxima de soldas de filete

A dimensão máxima de uma solda de filete que pode ser usada ao longo de bordas de partes soldadas é a seguinte:

b.1) Ao longo de bordas de material com espessura inferior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material;

b.2) Ao longo de bordas de material com espessura igual ou superior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material subtraída de 1,5 mm, a não ser que nos desenhos essa solda seja indicada como reforço durante a execução, de modo a obter a espessura total desejada.

3 - Soldas de tampão em furos ou rasgos

Podem ser usadas soldas de tampão em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas às superfícies de contato em ligações por superposição ou para evitar flambagem (ou separação) das partes sobrepostas e para ligar componentes de barras de seção composta. O diâmetro dos furos para soldas de tampão em furos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda.

A distância de centro a centro de soldas de tampão em furos deve ser igual ou superior a quatro vezes o diâmetro do furo (Fig. 3.4.e);

O comprimento do rasgo para soldas de tampão não pode ser maior que dez vezes a espessura da solda. A largura dos rasgos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda. As extremidades desses rasgos devem ser de forma semicircular, ou ter cantos arredondados de raio não inferior à espessura da parte que os contém, exceto aquelas extremidades que se estendem até a borda do elemento soldado. O espaçamento entre as linhas de centro de rasgos, medido na direção transversal ao comprimento dos rasgos, deve ser igual ou superior a quatro vezes a largura do rasgo. A distância de centro a centro de rasgos situados na mesma linha longitudinal ao comprimento dos rasgos deve ser igual ou superior a quatro vezes a largura do rasgo. A distância de centro a centro de rasgos situados na mesma linha longitudinal ao seu comprimento, medida sobre essa linha, deve ser igual ou superior a duas vezes o comprimento dos rasgos.

A espessura de solda de tampão em furos ou rasgos situados em material de espessura igual ou inferior a 16 mm deve ser igual à espessura desse material. Quando for maior que 16 mm, a espessura da solda deve ser no mínimo igual à metade da espessura do mesmo material, porém não inferior a 16 mm.

3.4 - Resistência mínima do metal de solda

3.4.1 - Resistência mínima à tração do metal de solda

As resistências mínimas do cordão de solda a tração para os principais tipos de eletrodos são dados na Tab. 3.4.

Tabela 3.4

Metal de solda	Fw (tf/cm²)	Fw (ksi)
E60XX; F6X EXXX; E6XT-X	4,22	60
E70XX; F7X-EXXX; E7X-X ER7OS-X	4,92	70
E80XX; F8X-EXXX	5,62	80

E60 significa um eletrodo com 60 ksi de resistência.

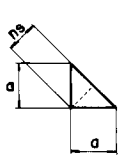
3.4.2 - Resistência admissível de um filete de solda em tf/cm

$R_{fil} = h_s \; F_v \; \ell$

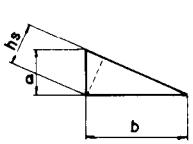
$F_v = 0{,}3 \; F_w$

Fazendo $a = 1$ cm

$\ell = 1$ cm



$h_s = 0{,}707 \; a$



$$h_s = \frac{a \cdot b}{a^2 + b^2}$$

E60 Fv = 0,3 x 4,22 = 1,266 tf/cm² = 126,6 MPa
E70 Fv = 0,3 x 4,92 = 1,476 tf/cm² = 147,6 MPa
E80 Fv = 0,3 x 5,62 = 1,686 tf/cm² = 168,6 MPa

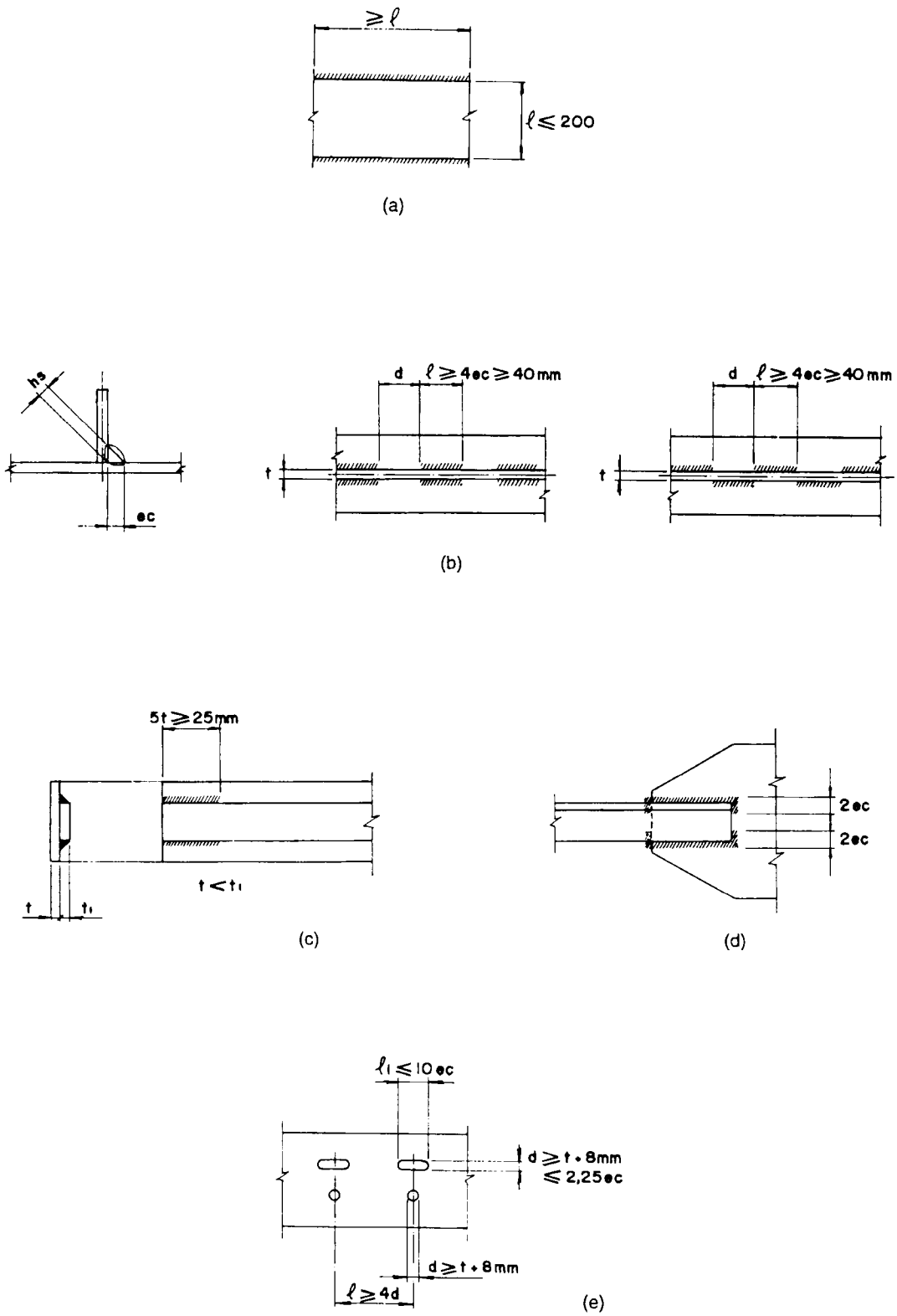


Fig. 3.4 - Soldas de filetes e tampão

A Tabela 3.5 indica a resistência de cada filete em função dos eletrodos E60 e E70.

Tabela 3.5 - Cisalhamento admissível no filete de solda Rs (tf/cm)

a (mm)	Solda manual			Solda a arco submerso [3]		
	Garganta [1] efetiva hs=0,707a (cm)	Eletrodo		Garganta [2] efetiva - hs (cm)	Eletrodo	
		E60 Rs	E70 Rs		E60 Rs	E70 Rs
3	0,212	0,27	0,31	0,3	0,38	0,44
5	0,354	0,45	0,52	0,5	0,63	0,74
6	0,425	0,54	0,63	0,6	0,76	0,88
8	0,566	0,72	0,84	0,8	1,00	1,18
10	0,707	0,90	1,04	0,99	1,25	1,46
13	0,919	1,16	1,36	1,20	1,52	1,77
16	1,131	1,43	1,67	1,41	1,79	2,08
19	1,343	1,70	1,99	1,62	2,06	2,39

[1] - Para solda manual hs = 0,707 a

[2] - Para solda a arco submerso hs = a para a $\leq$ 9,3 mm e hs = 0,707 a + 2,8 mm para a > 9,3 mm

[3] - Apesar de a resistência da solda ser maior quando se usa solda a arco submerso, aconselha-se, por medida de segurança, não usar este valor, a não ser que se tenha certeza absoluta do uso do arco submerso.

3.4.3 - Resistência da solda

A resistência dos diversos tipos de solda está indicada na Tabela 3.6. Nesta tabela, "Fy" é a tensão de escoamento do metal-base de menor "Fy" na junta e "Fw" a resistência mínima à tração do metal da solda, obtida na Tabela 3.4.

3.5 - Simbologia de soldagem

Os símbolos de soldagem constituem um importante meio técnico em engenharia para transmitir informações. Os símbolos fornecem todas as informações necessárias à soldagem, tais como: geometria e dimensões do chanfro, comprimento da solda, se a solda deve ser executada no campo, etc. Este item se baseia nas normas AWS A2.1, AWS A2.4 e ABNT TB-2, que tratam especificamente deste assunto.

A figura 3.5 mostra os locais, padronizados para os vários elementos de um símbolo de soldagem.

A - Ângulo do chanfro, incluindo o ângulo de escariação para a solda de tampão.
(E) - Garganta efetiva.
F - Símbolo de acabamento.
L - Comprimento da solda.
(N) - Número de soldas por pontos ou de solda por projeção.
P - Espaçamento entre centros de soldas intermitentes.
R - Abertura da raiz, altura do enchimento para soldas de tampão e de fenda.
S - Profundidade de preparação: dimensão ou resistência para certas soldas.
T - Especificação, processo ou outra referência.

1 - Cauda do símbolo. Pode ser omitida quando não se usar nenhuma referência.
2 - Símbolo básico de solda ou referência de entalhe de solda a ser consultado.
3 - Linha de referência.
4 - Seta ligando a linha de referência ao lado indicado da junta.
5 - Os elementos constantes desta área permanecem inalterados, mesmo nos casos em que a cauda e a seta do símbolo são invertidas.

Tabela 3.6 - Tensões admissíveis nas soldas de acordo com AWS D. 1.1/92

Tipo de solda	Tipo de solicitação e orientação		Tensão admissível	Requisitos para resistência da solda
Solda de entalhe de penetração total	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda		Mesma do metal-base	Metal de solda com a mesma resistência ou menor do que o indicado, pode ser usado
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva		0,3 Fw, excetuando a tensão de cisalhamento do metal-base que não deverá exceder 0,40 Fy	
	Tração normal na seção efetiva da solda		Mesma do metal-base	Metal de solda, de acordo com a Tabela 3.4
	Compressão normal na seção efetiva da solda		Mesma do metal-base	Metal de solda com a mesma resistência ou uma classificacão (10 ksi) menor, pode ser usado
Solda de entalhe de penetração parcial	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda		Mesma do metal-base	Metal de solda com a mesma resistência ou menor do que o indicado pode ser usado
	Compressão normal na seção efetiva da solda	Junta não projetada para encostar	0,50 Fw, excetuando a tensão no metal-base, que não deverá exceder 0,60 Fy	
		Junta projetada para encostar	Mesma do metal-base	
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda		0,30 Fw, excetuando a tensão no metal-base, que não deverá exceder 0,40 Fy	
	Tração normal na seção efetiva da solda		0,30 Fw, excetuando a tensão no metal-base, que não deverá exceder 0,60 Fy	
Solda de filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda		Mesmo do metal-base	Metal de solda com resistência igual ou menor do que o metal de solda indicado pode ser usado
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva		0,30 Fw, excetuando a tensão de cisalhamento do metal-base, que não deverá exceder 0,40 Fy	
Solda de tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva paralela às superfícies de contato		0,30 Fw, excetuando a tensão de cisalhamento do metal-base, que não deverá exceder 0,40 Fy	

1) Para definição de área efetiva de soldas ver 3.3.1.
2) O metal de solda a ser usado para cada metal-base é dado na tabela 3.1
3) Soldas de filete e soldas de entalhe de penetração parcial, ligando os elementos componentes de perfis soldados (mesas e almas), podem ser calculadas sem considerar as tensões de tração ou de compressão nesses elementos, paralelas ao eixo da solda; deverão ser consideradas, entretanto, tensões de cisalhamento causadas pelas forças cortantes e os efeitos locais.

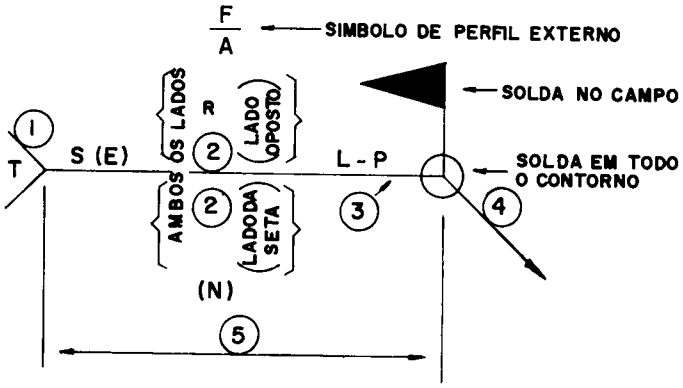


Fig. 3.5 - Localização dos elementos no símbolo de soldagem

O significado de "lado da seta" e "lado oposto" se referem à posição da seta em relação à junta a ser soldada. O símbolo de soldagem para uma solda a executar do lado da seta é desenhado no lado inferior da linha de referência (linha horizontal) do símbolo de soldagem. Assim, um símbolo de soldagem desenhado na parte superior da linha de referência significa que a solda deve ser executada no outro lado da junta. Soldas envolvendo operações em ambos os lados da junta possuem símbolos nos dois lados da linha de referência.

SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDAGEM E SUA LOCALIZAÇÃO							
SOLDA / LOCALIZAÇÃO	EM CHANFRO						
	RETO OU S/ CHANFRO	V OU X	MEIO V OU K	U OU DUPLO U	J OU DUPLO J	COM FACE CONVEXA	C/UMA FACE CONVEXA
LADO DA SETA							
LADO OPOSTO							
AMBOS OS LADOS							
S/ INDICAÇÃO DE LADO		NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO

SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDAGEM E SUA LOCALIZAÇÃO									
SOLDA / LOCALIZAÇÃO	EM ÂNGULO	TAMPÃO OU FENDA	POR PONTO OU PROJEÇÃO	COSTURA	SUPORTE	REVESTIMENTO	ENCAIXE P/ JUNTA BRAZADA	FECHAMENTO OU ARESTA	
LADO DA SETA									
LADO OPOSTO						NÃO USADO			
AMBOS OS LADOS		NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO		NÃO USADO	NÃO USADO
S/INDICAÇÃO DE LADO	NÃO USADO	NÃO USADO			NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO	NÃO USADO

Fig. 3.6 - Símbolos básicos de solda

Referências como especificações, processo de soldagem, número do procedimento, direções e outros dados, quando usados com um símbolo de soldagem, devem ser indicadas na cauda do símbolo. Se tais referências não são usadas, a cauda pode ser dispensada. Símbolos de soldas em ângulo, soldas em chanfro em meio V, em K, em J, em duplo J e com uma face convexa, e soldas de fechamento ou de aresta entre uma peça curva ou flangeada e uma peça plana são sempre indicados com um perna perpendicular à esquerda do símbolo (ver Fig. 3.6).

As Fig. 3.7 a 3.15 mostram a aplicação dos símbolos de soldagem.

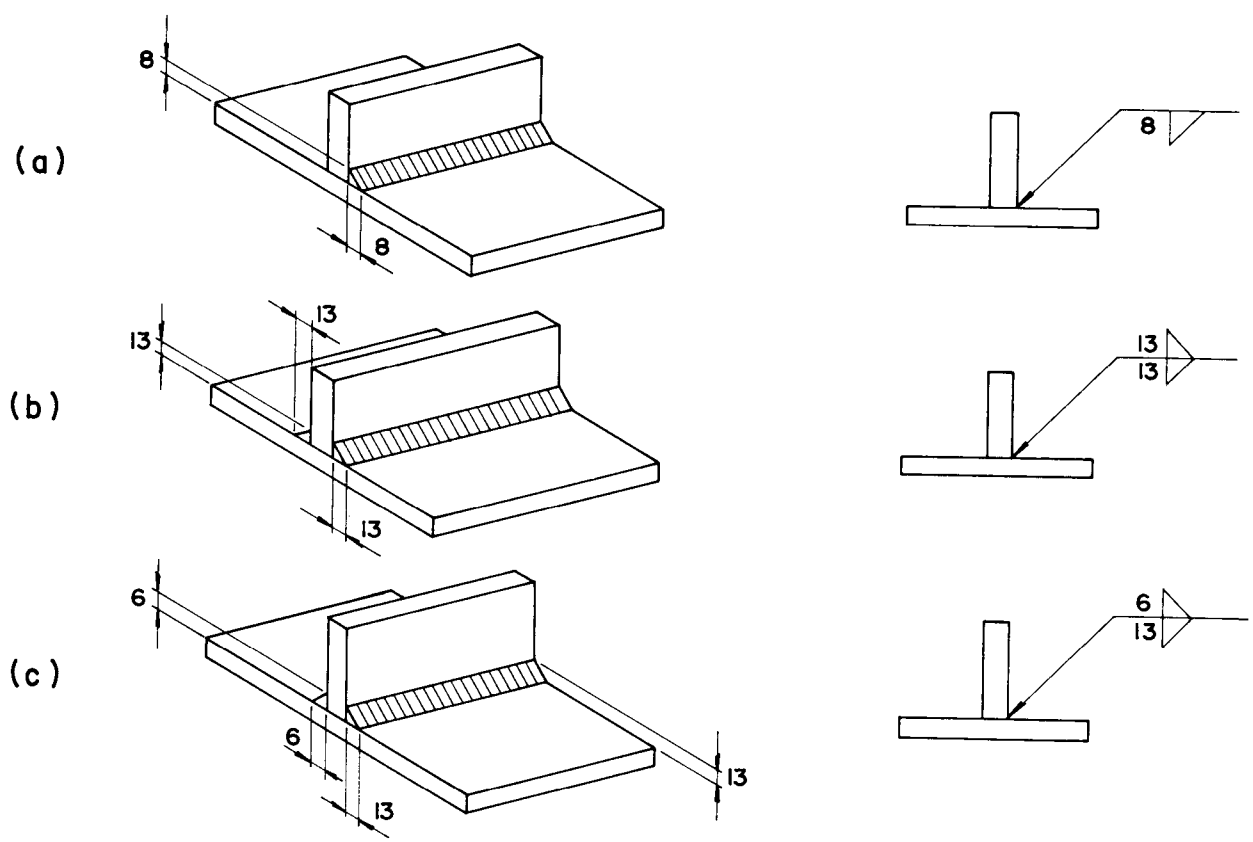


Fig. 3.7 - Exemplos de símbolos de soldagem contínua

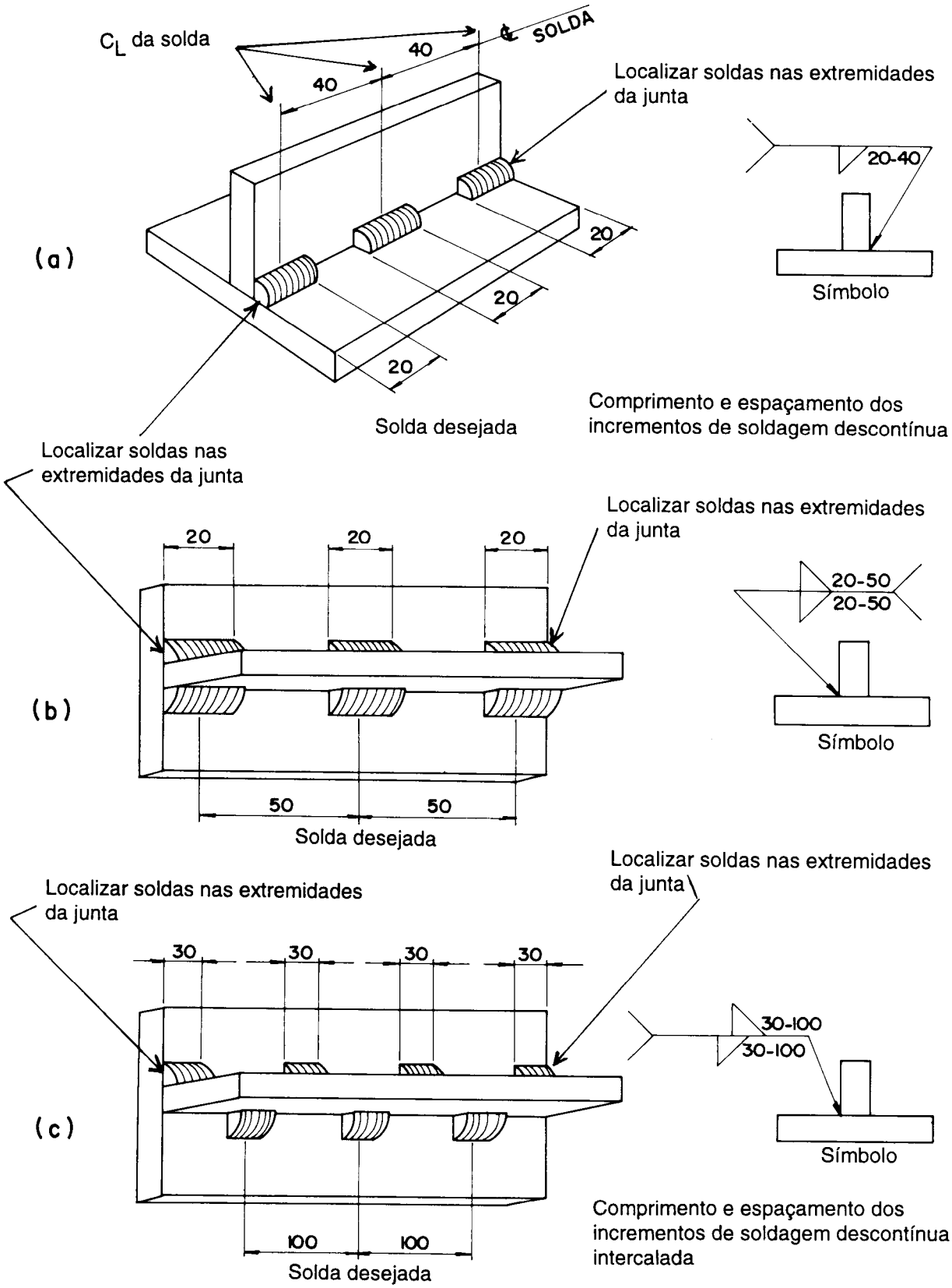


Fig. 3.8 - Exemplos de símbolos de soldagem descontínua

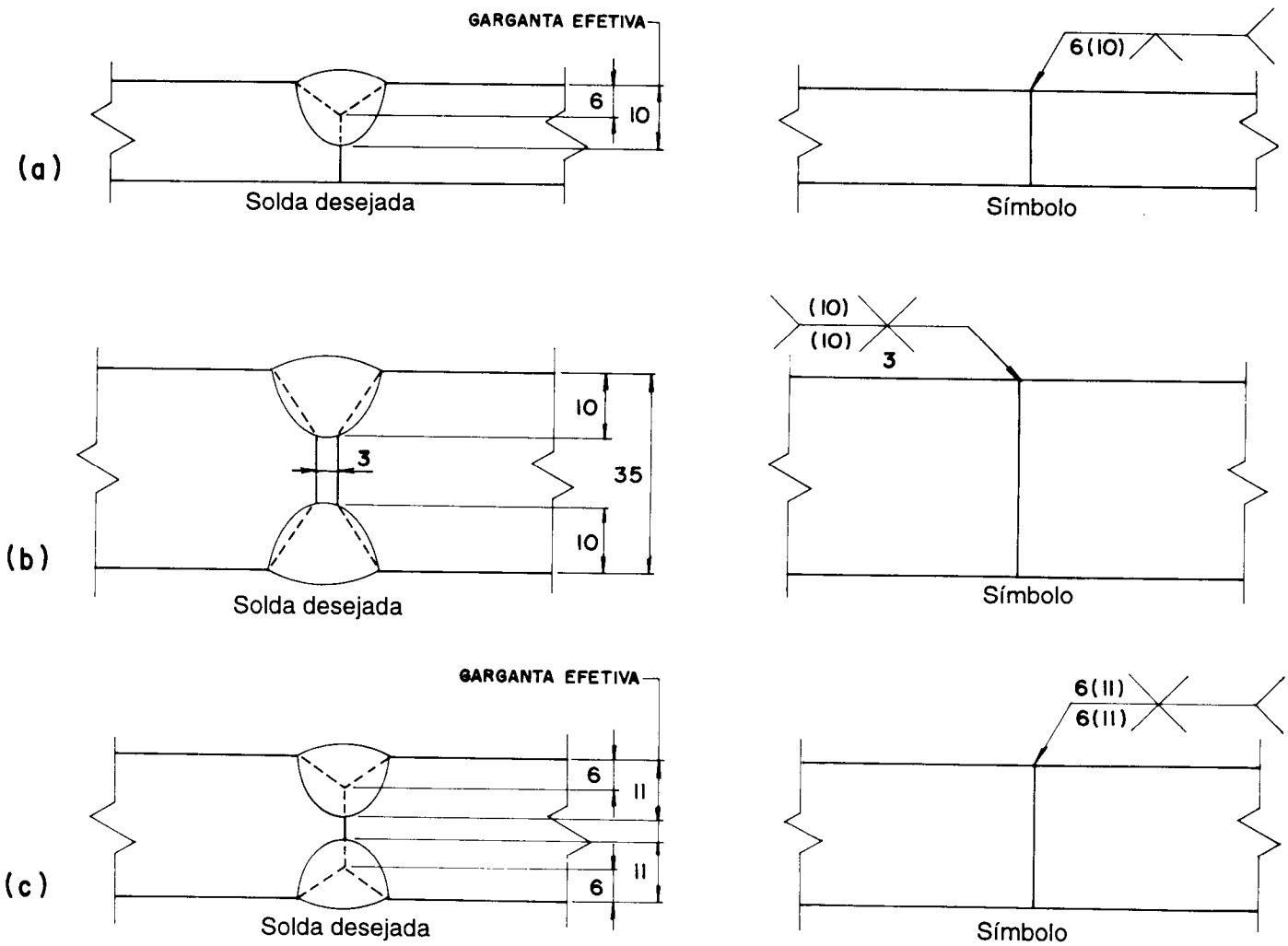


Fig. 3.9 - Exemplo de símbolos de soldagem de penetração parcial

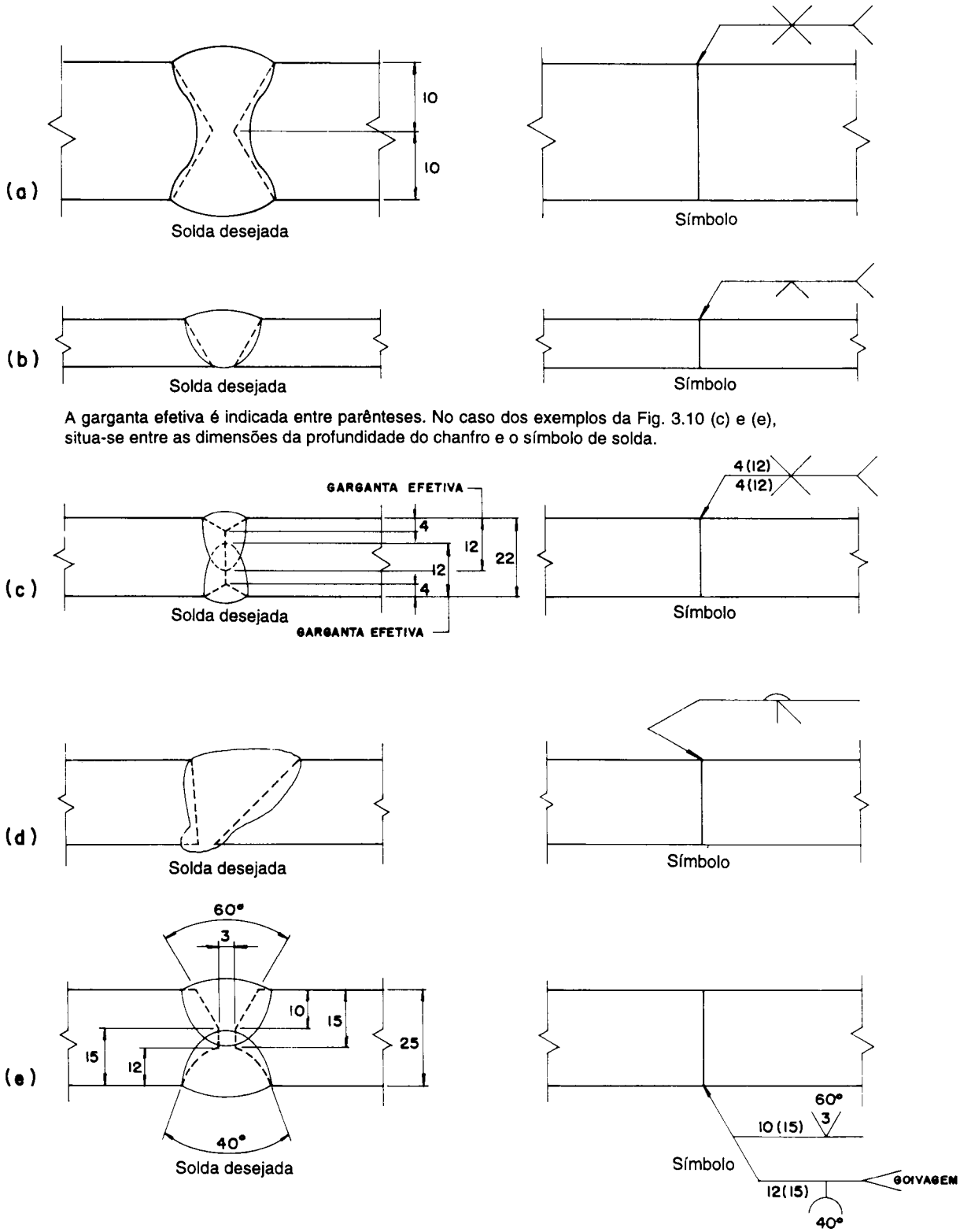


Fig. 3.10 - Exemplo de símbolos de soldagem de penetração total

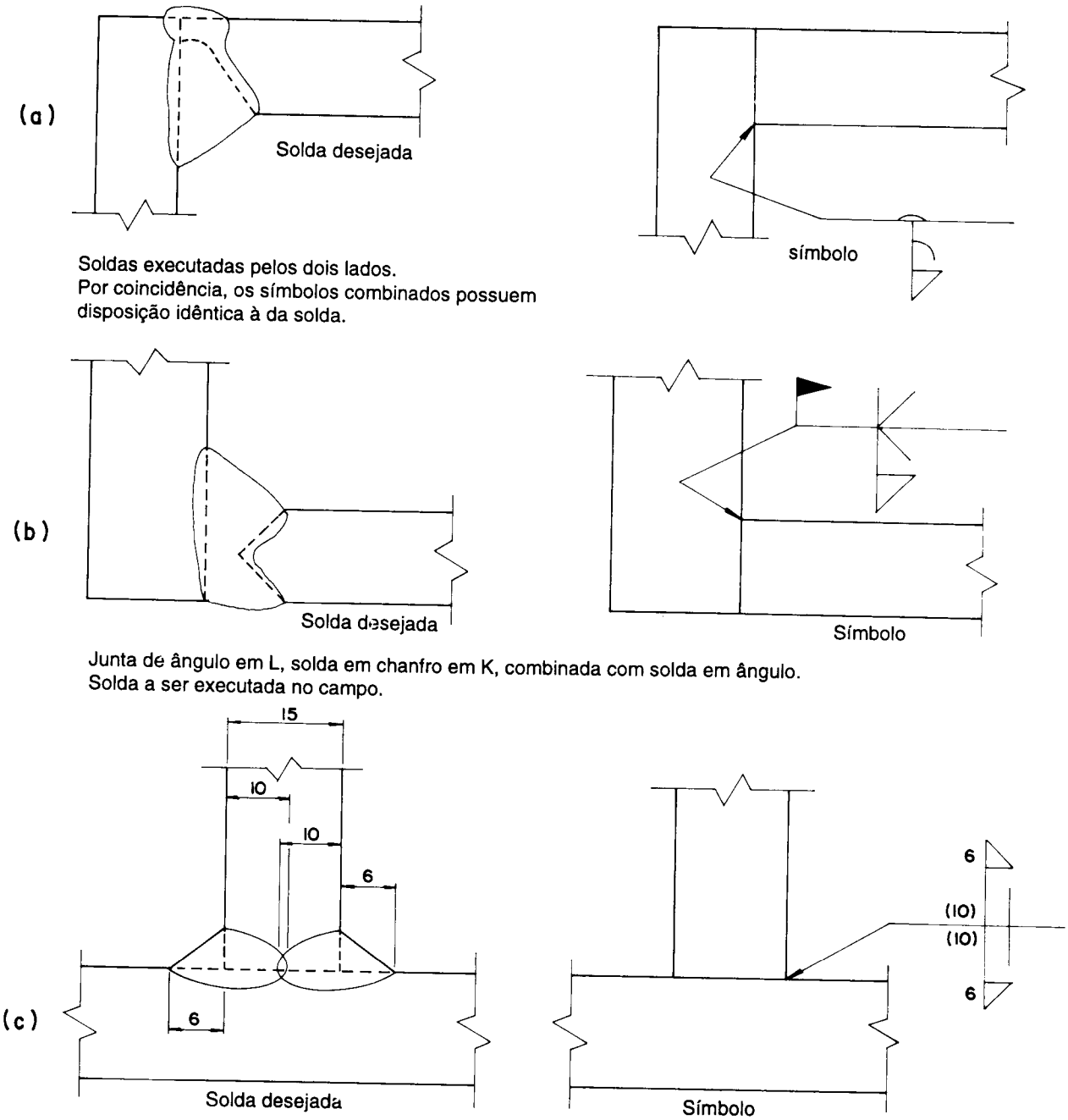


Fig. 3.11 - Junta de ângulo em L (a e b) e T (c)

Existem ainda símbolos suplementares, que são usados nos símbolos de soldagem (Fig. 3.12)

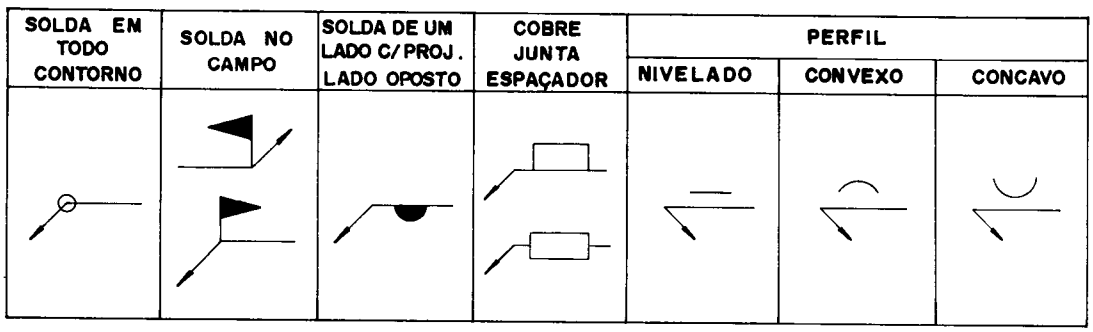


Fig. 3.12 - Símbolos suplementares

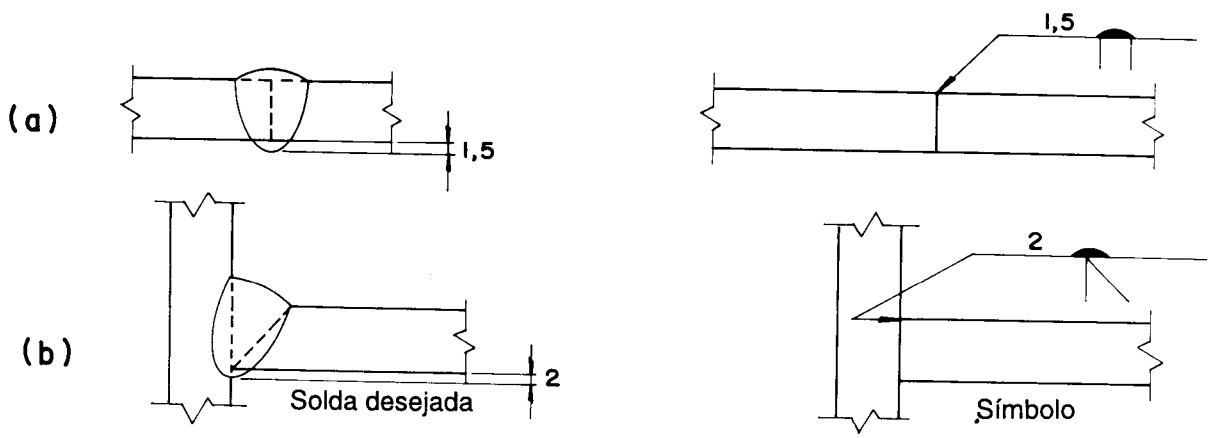


Fig. 3.13 - Dimensões do reforço da raiz

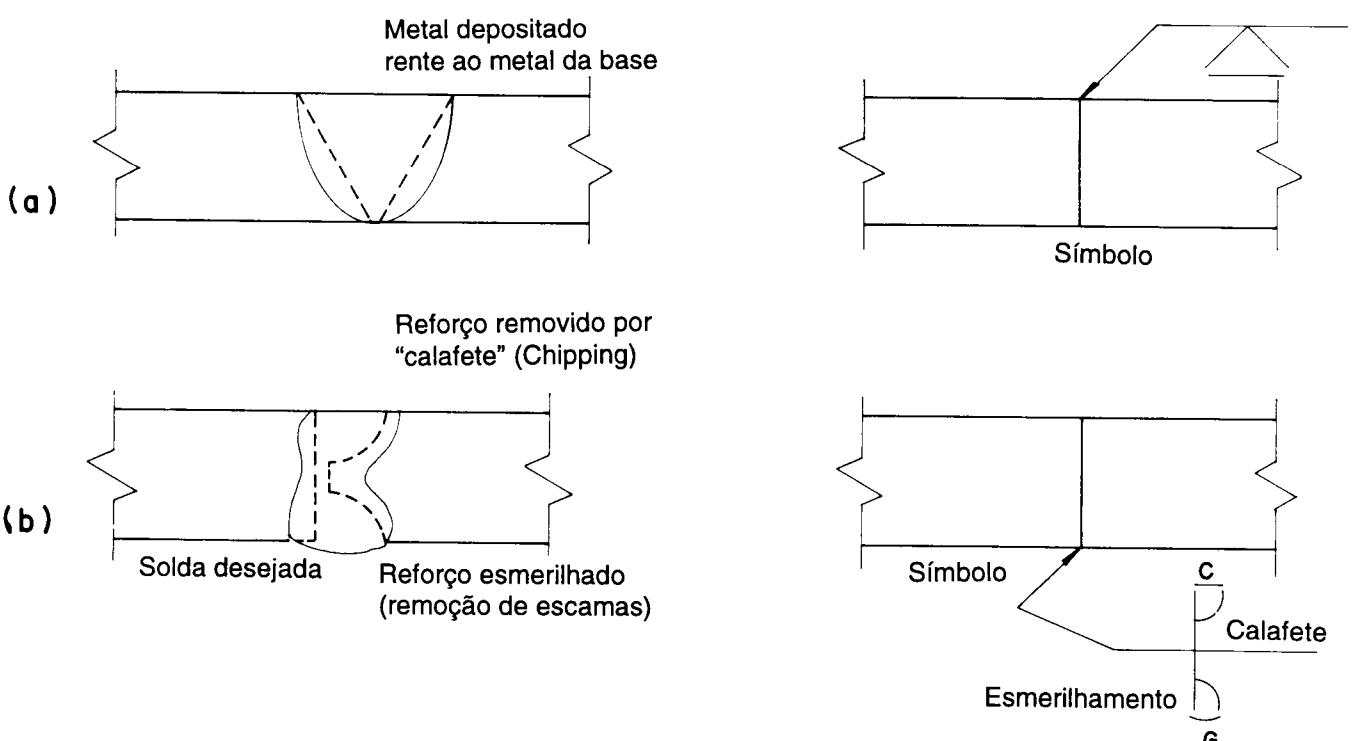
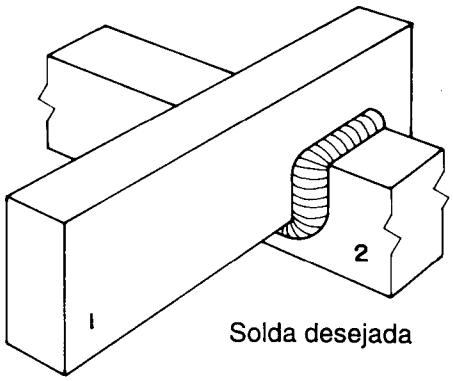
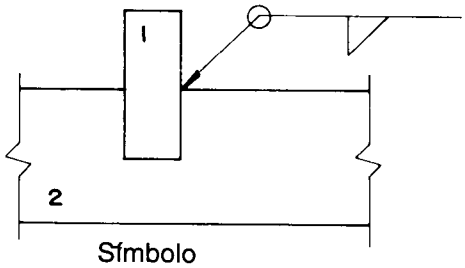


Fig. 3.14 - Exemplos de símbolos de acabamento de soldas

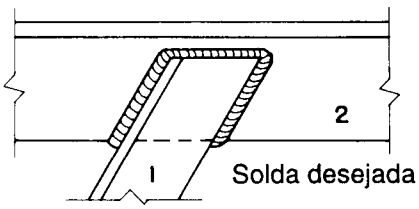
(a)

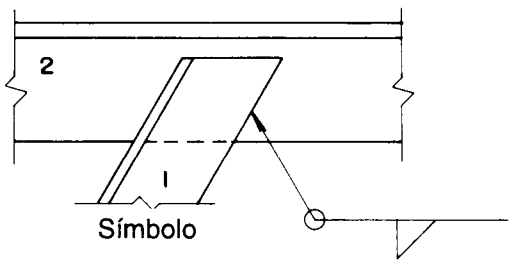




Solda em vários planos, executada em toda periferia do contato dos membros 1 e 2.

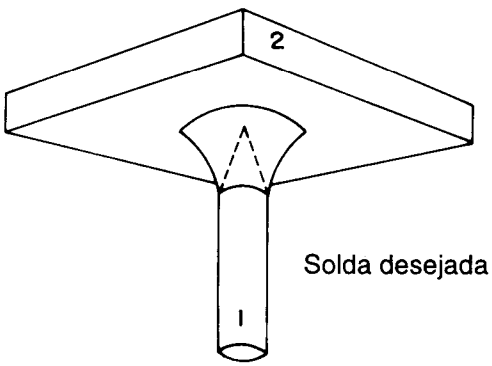
(b)

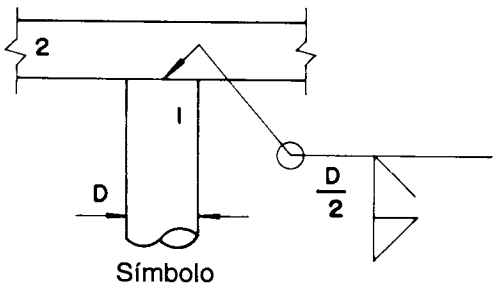




Solda em todo o contorno do membro 1.

(c)





Solda em todo o contorno do membro 1, cuja extremidade foi usinada em forma de cone. Notar a indicação D/2 e os símbolos combinados, o primeiro relativo à solda em chanfro, complementada com uma solda em ângulo.

Fig. 3.15 - Solda contínua em toda volta

3.6 - Simbologia de exames não-destrutivos

Os símbolos de exame não-destrutivo são análogos aos de soldagem e têm os elementos dispostos conforme mostrado na Fig. 3.16.

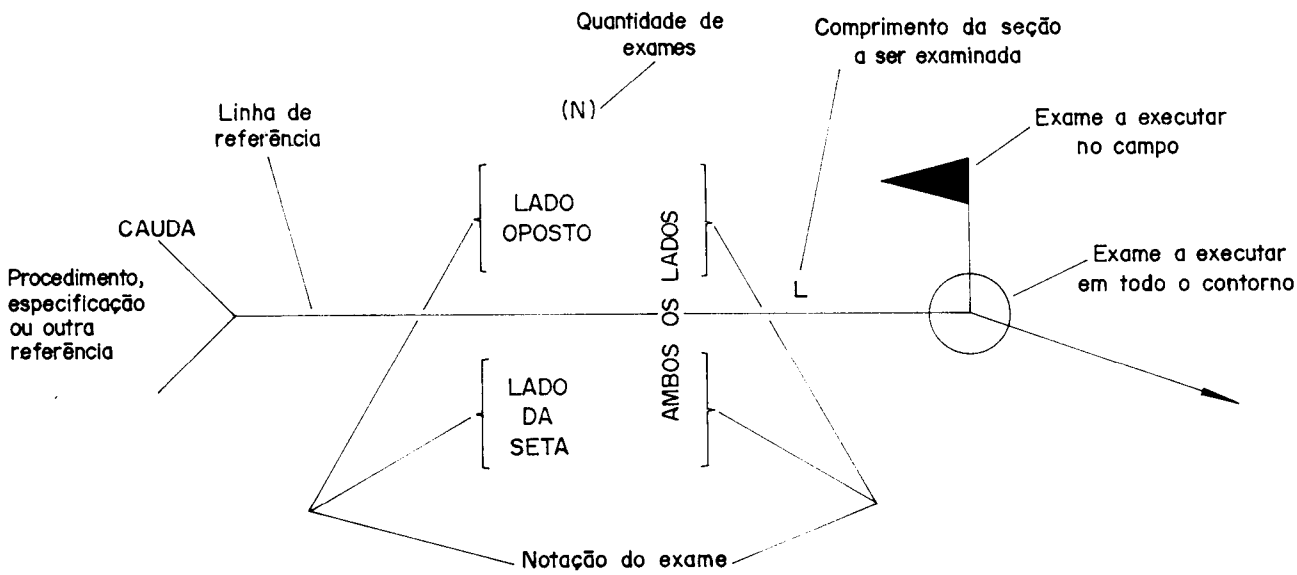


Fig. 3.16 - Localização dos elementos no símbolo de exame não-destrutivos

São as seguintes as notações empregadas para os exames não-destrutivos em uso:

	Na Petrobrás	Na AWS A 2.4
– Radiografia	RAD	RT
– Ultra-som	US	UT
– Partículas magnéticas	PM	MT
– Líquido penetrante	LP	PT
– Teste por pontos	TP	–
– Teste por estanqueidade	ES	LT
– Visual	EV	VT

Os exemplos a seguir ilustram a utilização dos símbolos de exames não-destrutivos com os diversos elementos que os compõem (ver Fig. 3.17). Notar que quando não houver obrigatoriedade de executar o exame por um lado específico, o posicionamento dos símbolos será na interrupção da linha de referência.

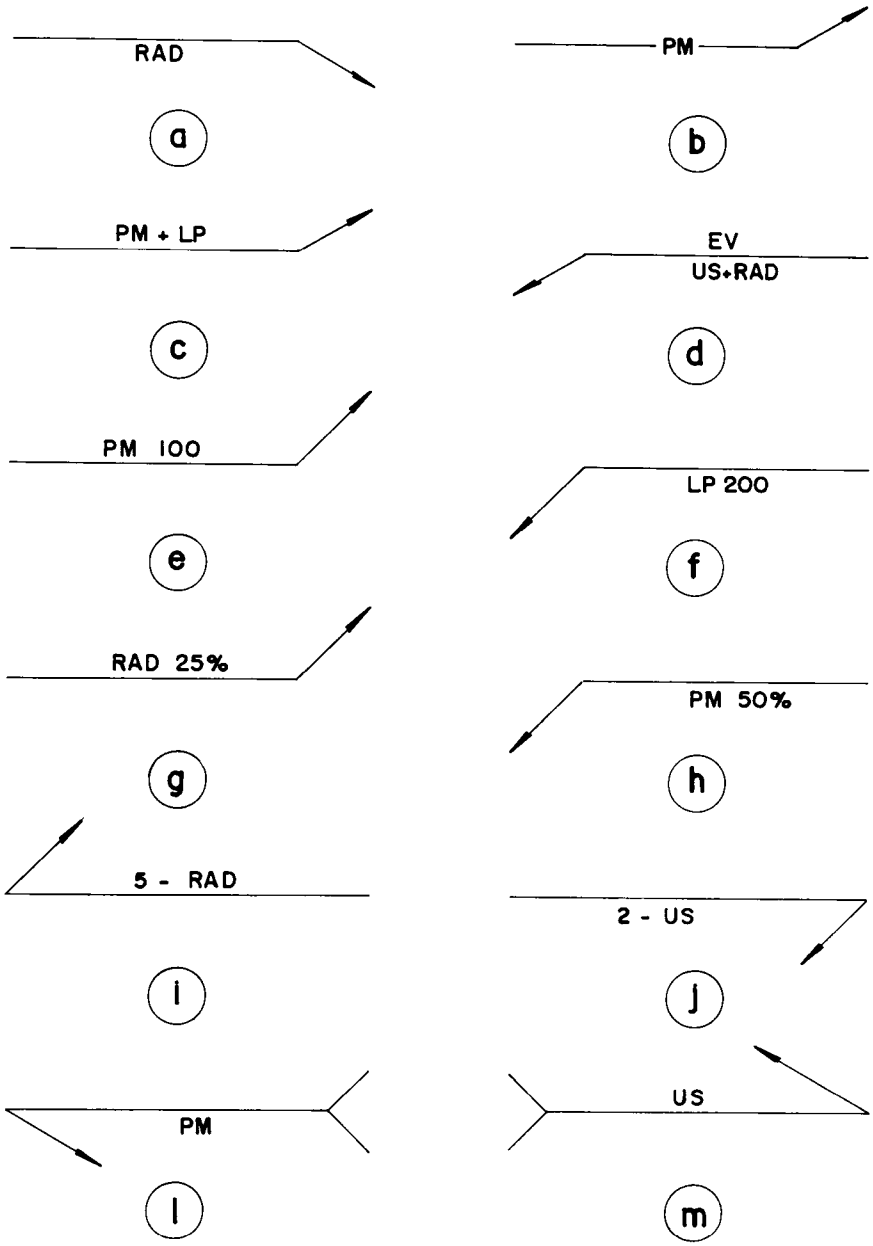


Fig. 3.17 - Exemplos de indicação de exames não-destrutivos, significando:

a - Radiografia, lado da seta
b - Partículas magnéticas, sem lado específico
c - Exames combinados, partículas magnéticas e líquido penetrante, lado oposto
d - Exames combinados de ultra-som e radiografia do lado da seta e exame visual do lado oposto
e - Exame de partículas magnéticas a ser executado numa extensão de 100 mm
f - Exame de líquido penetrante a ser executado numa extensão de 200 mm
g - Exame parcial de radiografia em 25% de toda a extensão soldada, em locais seleciondos
h -Exame parcial de partículas magnéticas em 50% de toda extensão soldada, em locaisselecionados
i - Quantidade = 5 de radiografias a serem executadas
j - Quantidade = 2 de exames de ultra-som a serem excutados
l - Exame de partículas magnéticas a ser executado em todo o contorno da peça
m - Exame de ultra-som a ser executado em todo o contorno da junta soldada

Os símbolos de exame não-destrutivo são utilizados em combinação com os símbolos de soldagem, conforme Fig. 3.18.

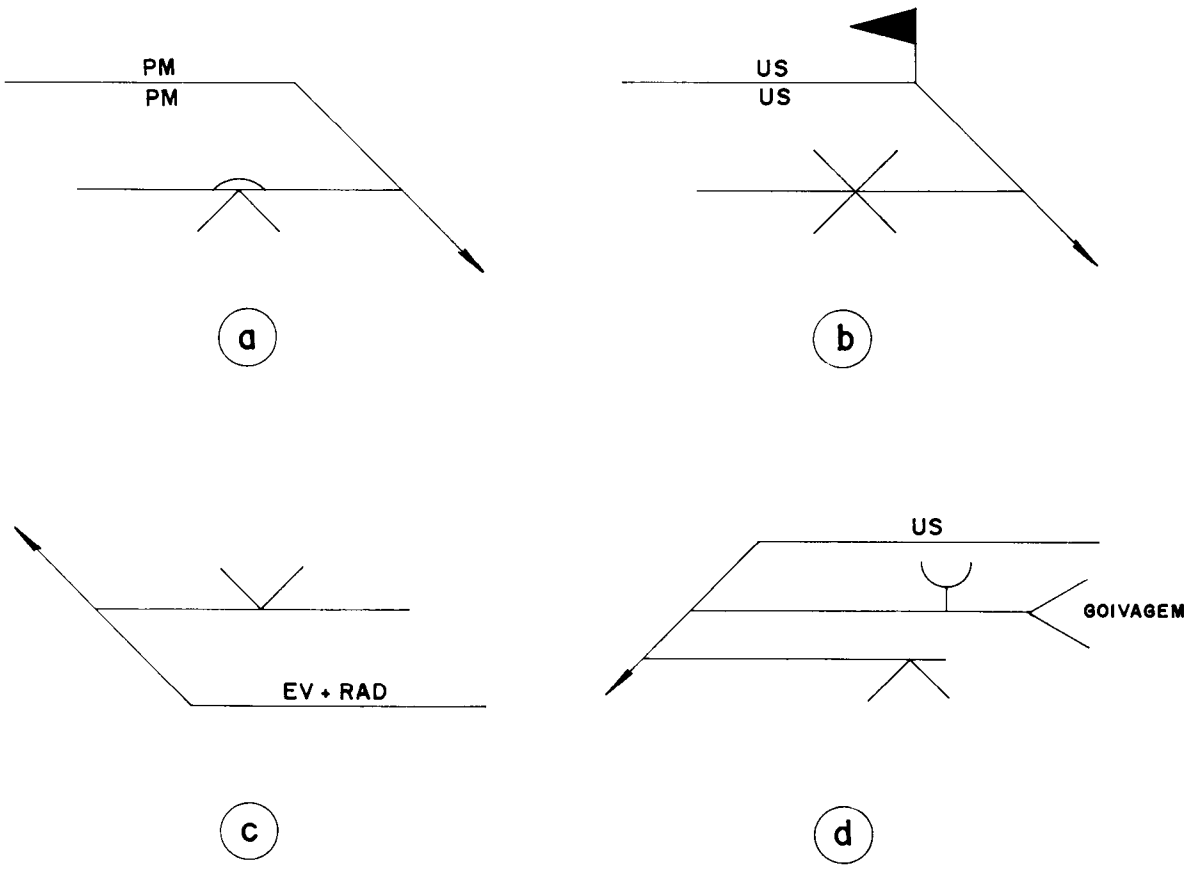


Fig. 3.18 - Exemplos de combinação de símbolos de exame não-destrutivo com símbolos de soldagem, significando:

a - Após operações de soldagem, soldagem de chanfro em V e soldagem da raiz, executar exame de partículas magnéticas em ambas as superfícies da solda.
b - Após soldagem, executar no campo exame com ultra-som em ambas as superfícies da solda.
c - Após soldagem, examinar a solda por exame visual e radiografia.
d - Soldar pelo lado do chanfro em V, goivar pelo outro lado, soldar pelo chanfro em U e examinar este último lado ou superfície com ultra-som.

3.7 - Inspeção e controle de qualidade

Para se ter uma boa solda, em qualquer tipo de obra, é necessário seguir-se quatro passos:

a - Um bom projeto de junta, pois o seu desconhecimento, pelo projetista, pode levar a soluções de fabricação onerosas, com resultados imprevisíveis, como trincas, fissurações, porosidade e escórias, que são problemas metalúrgicos, e problemas mecânicos (distorções, empenamentos etc.). Um caso típico de erro de projeto é o fissuramento lamelar, cujo defeito ocorre no metal de base durante a soldagem de ligações rígidas e onde há excessivo volume de solda.

b) - Estabelecer bons procedimentos de soldagem;
c) - Usar soldadores devidamente qualificados pelas normas;
d) - Empregar inspetores competentes e bem treinados.

Se os itens acima forem seguidos, certamente se terá uma boa solda. Antes de se iniciar a solda, todas as ligações deverão ser previamente inspecionadas, visando à limpeza da junta, posicionamento, pré-aquecimento do metal-base, seqüência de soldagem, tratamento da raiz etc. Serão inspecionadas durante a fabricação, de acordo com as recomendações técnicas constantes na AWS-D.1.1/92 e NBR 8800/86.

Apesar de todos os cuidados, é necessária em muitos casos uma confirmação da qualidade das soldas. Cabe ao engenheiro projetista indicar as regiões críticas, em termos de solicitações estáticas ou dinâmicas, que deverão ser analisadas, e o método de inspeção. Os métodos de inspeção não-destrutivos mais usuais em estruturas metálicas são: Inspeção visual, Líquidos penetrantes, Partículas magnéticas, Ultra-sônicos e Radiográficos.

3.7.1 - Inspeção visual

A inspeção visual, para ter algum valor, deve ser executada por profissional qualificado, que detectará numa inspeção cuidadosa trincas superficiais grosseiras, excessos e falta de solda etc., como as indicadas pelas Fig. 3.19.

Normalmente, usa-se este método como preliminar de um dos outros a seguir, ou para soldas de menor responsabilidade.

3.7.2 - Inspeção por meio de líquido penetrante

Destina-se à revelação de defeitos superficiais em todo material ferroso, não-ferroso, metais magnéticos e não-magnéticos, soldas etc., como: trincas, fissuras, porosidade, mordeduras, sobreposição etc. O método fundamenta-se no princípio da penetração de um líquido por efeito de capilaridade, dentro da descontinuidade não visível na superfície inspecionada. Quando o tempo de penetração se completa, efetua-se a limpeza de líquido na superfície e em seguida aplica-se um produto contrastante, absorvente, denominado revelador (à base de talco ou gesso), revelando-se a descontinuidade. Para se ter um bom índice de aproveitamento, é necessário que a superfície seja limpa, com removedores de gordura, óleos e graxas etc., antes de se iniciarem os serviços.

Vantagens - Quando a geometria da peça é complexa, dificultando a operação do equipamento de partículas magnéticas.

Uso instantâneo em qualquer local, principalmente não exigindo que o material seja ferro magnético.

Detecta microtrincas da ordem de 0,001 mm de largura.

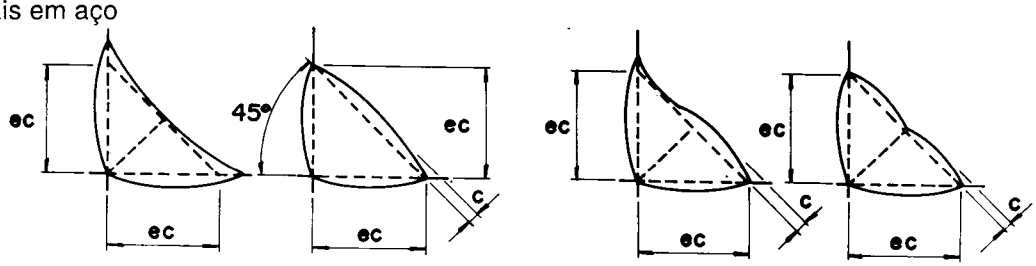
Desvantagens - Detecção de descontinuidades somente superficiais.
Falsas indicações de ranhuras.

Exame de custo mais elevado do que o de partículas magnéticas.

3.7.3 - Inspeção por meio de partículas magnéticas

Destina-se à revelação de defeitos superficiais, como trincas, fissuras, porosidades, mordeduras e sobreposição. O método se fundamenta na interrupção do fluxo de um campo magnético induzido ou induzido pelo aparelho na superfície inspecionada, onde partículas magnéticas se aglomeram revelando a descontinuidade.

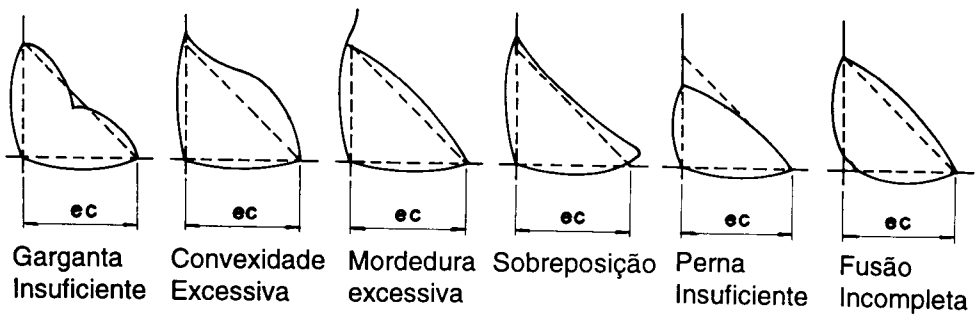
Aplica-se somente em materiais magnéticos. O processo é tanto mais sensível quanto mais próximo à superfície se encontrar o defeito. Além de 10 mm de profundidade, raramente se consegue detectar algum defeito.



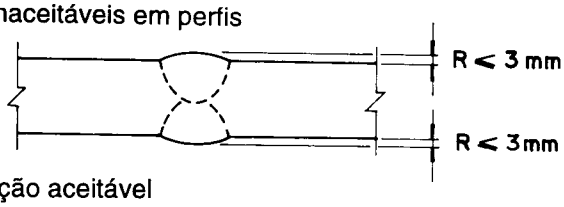
$c \leq 0{,}07\ ec + 1{,}5$ mm

(a) Filetes de solda desejáveis

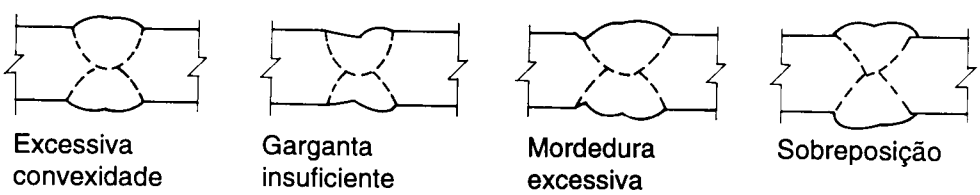
(b) Filetes de solda aceitáveis em perfis



(c) Filetes de solda inaceitáveis em perfis



(d) Solda de penetração aceitável



(e) Soldas de penetração inaceitáveis

Fig. 3.19 - Defeitos aceitáveis e inaceitaveis

Vantagens - Detecta descontinuidades superficiais e subsuperficiais.

Detecta descontinuidades lineares da ordem de 0,5 mm.

Detecta descontinuidades mascaradas por esmerilhamento, óxidos etc., e as escondidas sob pinturas.

É um exame mais rápido e mais econômico do que o de líquido penetrante.

Desvantagens - Só pode ser utilizado em materiais ferromagnéticos. Necessita que o campo magnético seja gerado perpendicularmente à descontinuidade.

Necessita em certos casos de desmagnetização da peça.
Limpeza posterior.

Depende da força do campo magnético

3.7.4 - Inspeção por meio de exame radiográfico

Destina-se à revelação de defeitos internos dos materiais, sendo muito usado na detecção de defeitos em juntas soldadas, exceto para soldas de filete cujo resultado é duvidoso. O método se baseia na propriedade que as ondas eletromagnéticas de pequeno comprimento possuem de atravessar os corpos opacos à luz comum e gravá-los em emulsões fotográficas. Emprega-se raios X por isótopos radioativos (Irídio 192, Césio 137, Cobalto 60). Após o processamento fotográfico, verifica-se em que regiões da massa inspecionadas houve maior ou menor intensidade de absorção de energia. Nos locais mais escuros e mais claros do filme teremos, por comparação, descontinuidade de acordo com a técnica de avaliação. É indicado para espessuras de 4 mm a 70 mm.

Vantagens - A gamagrafia é um documento comprovado.

Distinção mais fácil do tipo de descontinuidade detectado.

Executado em qualquer tipo de superfície.

Desvantagens - Necessidade de acesso pelos dois lados da superfície inspecionada.

Periculosidade e controle das radiações, havendo necessidade de evacuação de todo pessoal próximo à área em que se está realizando a radiografia.

Custo mais elevado do que o ultra-som.

Não pode ser aplicado em qualquer lugar, devido à radiação.

3.7.5 - Inspeção por meio de ultra-som

Destina-se à revelação de defeitos internos nos materiais e é muito utilizado na análise de qualquer tipo de junta soldada. O ultra-som moderno utiliza a técnica de reflexão, obtida com o desenvolvimento de uma aparelhagem em que as ondas ultra-sônicas são emitidas em forma de pulsos. Com esta forma de testes, as pequenas descontinuidades no interior do aço e da solda são detectadas através de reflexão do som.

As ondas emitidas no interior de um meio inspecionado podem ser: longitudinais ou de compressão, transversais ou de cisalhamento. Deverão ser usados equipamentos de ultra-som que gerem freqüência pelo menos dentro da faixa de 2MHz - 4MHz.

Vantagens - Alta sensibilidade, detecção de pequenos defeitos.

Grande poder de penetração, permitindo o exame de grandes espessuras.

Precisão na localização da descontinuidade e estimativa do tamanho.

Inspeção rápida.

Necessidade de acesso por somente uma superfície do elemento ensaiado.

Desvantagens - Falta de registro, depende da total confiança do operador.
Difícil aplicação em peças de geometria complexa.

Tabela 3.7 - Propriedades das linhas de solda

Seção **b = largura** **d = altura**		**Seção modular** **Ix / $\bar{y}$ (cm^2)**	**Momento de inércia polar em relação ao centro de gravidade**
		$W = \frac{d^2}{6}$	$I_p = \frac{d^3}{12}$
		$W = \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{d(3b^2 + d^2)}{6}$
		$W = bd$	$I_p = \frac{b(3d^2 + b^2)}{6}$
	$\bar{x} = \frac{b^2}{2(b+d)}$ $\bar{y} = \frac{d^2}{2(b+d)}$	$W = \frac{4bd + d^2}{6}$	$I_p = \frac{(b+d)^4 - 6b^2d^2}{12(b+d)}$
	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$	$W = bd + \frac{d^2}{6}$	$I_p = \frac{(2b+d)^3}{12} - \frac{b^2(b+d)^2}{2b+d}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$W = \frac{2bd + d^2}{3}$	$I_p = \frac{(b+2d)^3}{12} - \frac{d^2(b+d)^2}{2d+b}$
		$W = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{(b+d)^3}{6}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$W = \frac{2bd + d^2}{3}$	$I_p = \frac{(b+2d)^3}{12} - \frac{d^2(b+d)^2}{(b+2d)}$
		$W = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 3b^2 + d^3}{6}$
		$W = \pi r^2$	$I_p = 2\pi r^3$

Exemplo 3.1 - Determinar o tamanho e o comprimento do filete de solda necessário para fixar as chapas dadas na Fig. 3.20. O aço usado é o A36 e o processo de solda, manual.

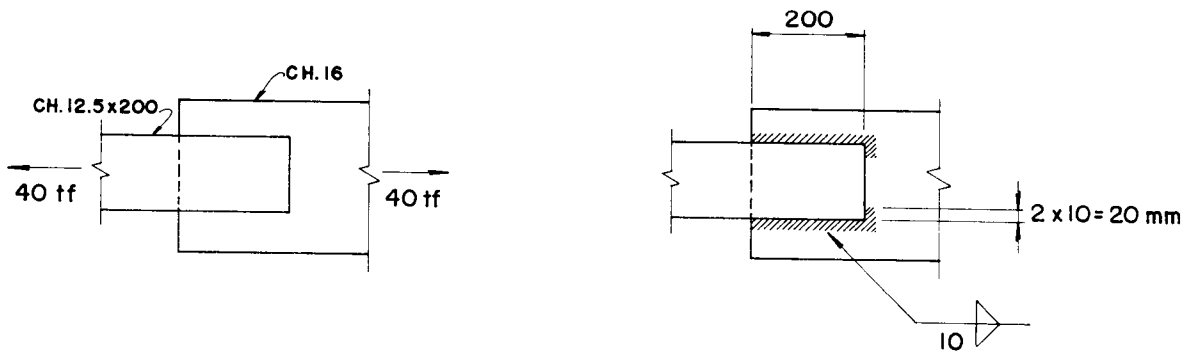


Fig. 3.20

Filete máximo = 12,5 - 1,5 = 11 mm
Filete mínimo = 6 mm (Tab.3.3)
Usando filete de 10 mm temos: para Eletrodo E-70
Rs = 1,04 tf/cm (tabela 3.5)
Ls = 40/1,04 = 38,5 cm. Use 20 cm em cada lado (item 3.3.5c, que estabelece que o comprimento mínimo não deve ser inferior à largura).

Exemplo 3.2 - Seja o mesmo exemplo anterior usando filete de 6 mm.
Rs = 0,63 tf/cm
Ls = 40/0,63 = 63,5 cm $\cong$ 640 mm.

Existem duas soluções, sendo que a (b) é mais econômica.

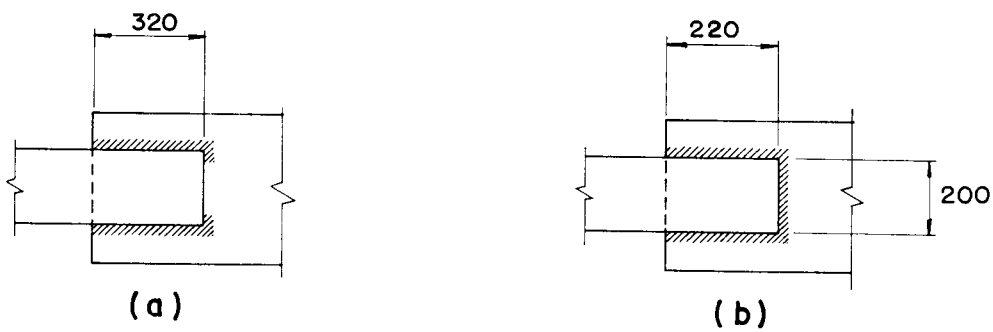
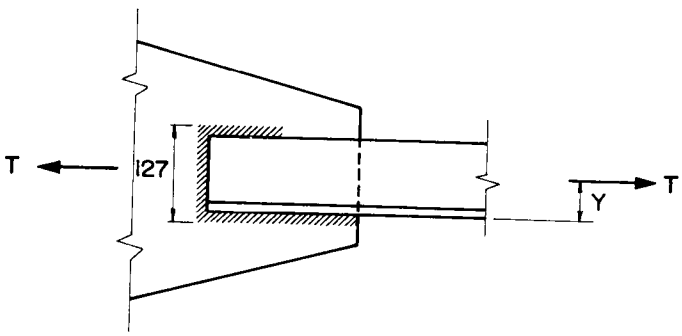


Fig. 3.21

Exemplo 3.3 - Determinar o filete de solda necessário para desenvolver a resistência da cantoneira dada na Fig. 3.22, minimizando o efeito da excentricidade. A chapa de ligação não governa a ligação.



L 127 x 89 x 9,5

Fy = 2,5 tf/cm²
A = 19,7 cm²
Y = 4,09 cm

Fig. 3.22

T = 0,6Fy . A = 1,5 x 19,7 = 29,55 tf
Filete mínimo = 5,0 mm (Tab. 3.3)
Filete máximo = 8,0 mm
Usando filete de 5,0 mm temos, para eletrodo E-70
Rfs = 0,52 tf/cm (Tab. 3.5)

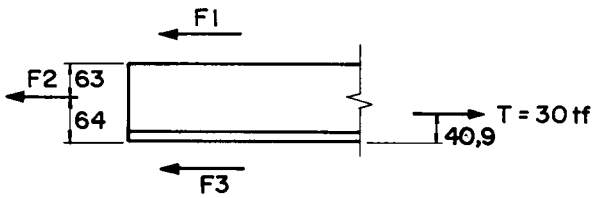


Fig. 3.23

$$F_2 = 0{,}520 \times 12{,}7 = 6{,}6\,tf$$

$$F_1 = \frac{T \cdot y}{d} - \frac{F^2}{2} = \frac{29{,}55 \times 4{,}09}{12{,}7} - \frac{6{,}6}{2} = 6{,}22\,tf$$

$$F_3 = T - F_1 - F_2 = 29{,}55 - 6{,}6 - 6{,}22 = 16{,}73\,tf$$

$$Ls_1 = 6{,}22 / 0{,}52 = 11{,}96\,cm \rightarrow 12\,cm = 120\,mm$$

$$Ls_3 = 16{,}73 / 0{,}52 = 32{,}17\,cm \rightarrow 33\,cm = 330\,mm$$

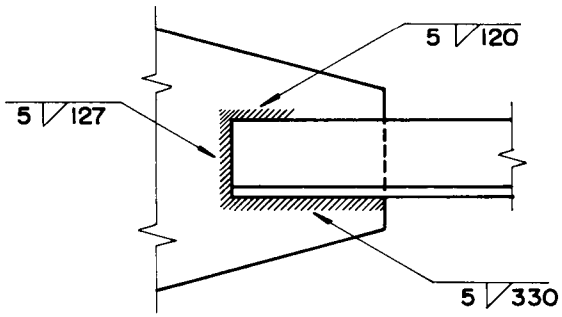


Fig. 3.24

Exemplo 3.4 - Determinar o valor da carga T admissível na conexão da Fig. 3.25. O material empregado é o aço A572 (Fy = 3,5 tf/cm²)

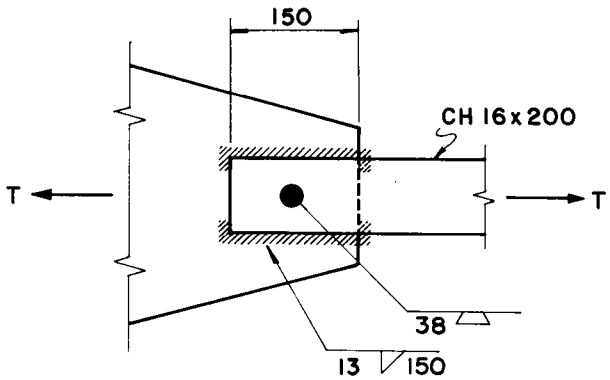


Fig. 3.25

Usando filete de 13 mm temos para eletrodo E-70 Rs = 1,36 tf/cm

Rs_{13} = 1,36 tf/cm (Tab. 3.5)

$Rs_{(total)}$ = 2 x 15 x 1,36 = 40,8t

Resistência do tampão = π x (3,8²/4) x 1,476 = 16,74 tf (Tab. 3.4)

T = 40,8 + 16,74 = 57,54 tf

Capacidade da chapa

T = 1,6 x 20 x 0,6 x 3,5 = 67,2 tf > 57,54 OK

$T_{máximo}$ = 57,54 tf

Exemplo 3.5 - Calcular o tamanho do filete necessário para resistir à carga indicada na Fig. 3.26, usando-se eletrodo E-70.

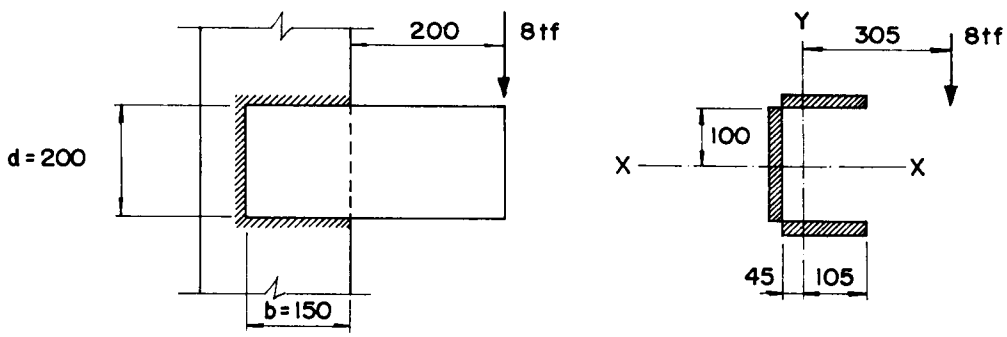


Fig. 3.26

$$\overline{X} = \frac{b^2}{2b+d} = \frac{15^2}{2x15+20} = 4{,}5 \qquad \text{(Tab. 3.7)}$$

$$I_p = \frac{(2b+d)^3}{12} - \frac{b^2(b+d)^2}{2b+d} = \frac{(30+20)^3}{12} - \frac{15^2(15+20)^2}{50} = 4.903\ ec$$

$$A = ec(2x15+20) = 50ec/cm$$

$$f'y = Py/A = 8/50.ec = 0{,}16/ec\ \ tf/cm^2$$

$$f''x = \frac{Mx}{Ip} = \frac{8x30{,}5x10}{4903\ ec} = 0{,}49/ec$$

$$f''y = \frac{Mx}{Ip} = \frac{8\ x\ 30{,}5\ x\ 10{,}5}{4903\ ec} = 0{,}52$$

$$fr = \sqrt{\frac{0{,}49^2 + (0{,}16+0{,}52)^2}{ec^2}} = 0{,}84/ec$$

$$Rs\ E-70 = 1{,}04\ tf/cm$$

$$ec = 0{,}84/1{,}04 = 0{,}81\ cm \rightarrow \text{solda de 9mm}$$

Exemplo 3.6 - Calcular a espessura da chapa A572 Gr 50 e indicar o eletrodo necessário para solda manual, para se juntar as duas partes (Fig. 3.27).

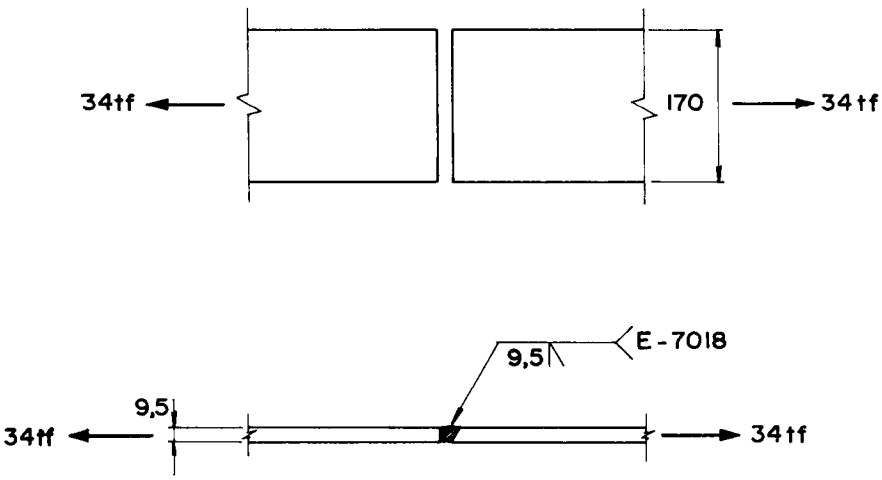


Fig. 3.27

A 572 Gr 50 $\quad Fy = 3{,}5\ tf/cm^2$

$Ft = 0{,}6 \times 3{,}5 = 2{,}1\ tf/cm^2$

$T = A \times Ft \therefore T = b \cdot t \cdot Ft$

$$t = \frac{T}{b \times Ft} = \frac{34}{17 \times 2{,}1} = 0{,}95 \rightarrow 9{,}5mm$$

Pela Tab. 3.1 E-7015, E-7016, E-7018, E-7028

CAPÍTULO 4

Ligações parafusadas

4.1 - Introdução

As ligações parafusadas, tanto quanto as soldadas, são empregadas em grande escala nas ligações de partes das estruturas nas montagens finais de campo e nas de fábrica. Os parafusos vieram substituir, com vantagens, as ligações rebitadas usadas durante muito tempo, até 1969, no Brasil. As principais vantagens e desvantagens deste tipo de ligação são:

Vantagens – Rapidez nas ligações de campo.

– Economia em relação ao consumo de energia, podendo ser empregadas em locais onde há pouca energia disponível.

– Uso de poucas pessoas (duas), não muito qualificadas, como é o caso dos soldadores.
– Melhor resposta às tensões de fadiga.

Desvantagens – Necessidade de verificação de áreas líquidas e esmagamentos das peças, o que muitas vezes exige reforço destas partes.

– Necessidade de previsão antecipada, para evitar falta de parafusos na obra.
– Necessidade, em alguns casos, de se realizar um pré-montagem de fábrica para casamento perfeito dos furos.

4.2 - Tipos de parafuso

Os principais tipos de parafuso empregados nas ligações são: comuns tipo ASTM A307; de Alta Resistência tipo fricção e esmagamento nas especificações ASTM A325 e A490; e os torneados.

1 - Parafusos torneados

Muito pouco usados, devido ao seu alto custo, são empregados onde se requer um alto grau de ajustagem. A diferença entre o diâmetro do parafuso e do furo não passa de 0,4 mm.

São empregados aços tipo SAE 1010/1020.

2 - Parafusos comuns ASTM A307

São os parafusos feitos de aço carbono e designados como ASTM A307, sendo o tipo de mais baixo custo. Entretanto, podem produzir conexões que não sejam as mais econômicas, devido a sua baixa resistência. São empregados em estruturas leves, membros secundários, plataformas, passadiços, terças, vigas de tapamento, pequenas treliças etc., em

que as cargas são de pequena intensidade e de natureza estática. Podem também ser usados como temporários durante a fase de montagem, nos casos em que os parafusos de alta resistência e soldas forem usados como permanentes (Fig. 4.1.)

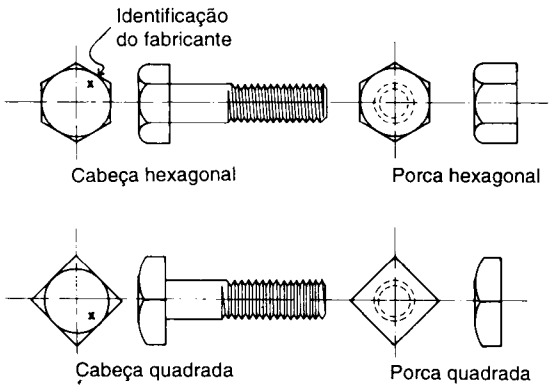


Fig. 4.1 - Parafusos ASTM A307

3 - Parafusos de alta resistência

Os parafusos de alta resistência substituem os rebites e têm resistência superior, tanto à tração quanto ao cisalhamento, com a vantagem de se utilizarem apenas dois homens para instalá-los. Quando se usam rebites, são necessários quatro operários. São empregados quando existem grandes cargas nas peças a ligar e nas ligações principais das estruturas sujeitas a cargas dinâmicas. O AISC/89 e a NBR 8800/86 (item 7.1.10) estabelecem como premissas básicas para o uso de parafusos de alta resistência ou solda os seguintes casos:

a) Ligações de vigas e treliças das quais depende o sistema de contraventamento, ligações de vigas e treliças com pilares e emendas de pilares, nas estruturas com mais de 30 m de altura;

b) Ligações e emendas de treliças de cobertura, ligações de treliças com pilares, emendas de pilares, ligações de contraventamentos de pilares, ligações de mãos-francesas ou mísulas usadas para reforço de pórticos, e ligações de peças-suportes de pontes rolantes, nas estruturas com pontes rolantes de capacidade superior a 5,0 tf (50 kN);

c) Emendas de pilares, nas estruturas com menos de 30 m de altura,caso a menor dimensão horizontal da estrutura seja inferior a 25% da altura;

d) Ligações de peças-suportes de maquinário ou peças sujeitas a impactos ou cargas cíclicas;

e) Qualquer outra ligação que for especificada nos desenhos da estrutura.

Notas: a) Para os demais casos, não citados acima, as ligações podem ser feitas com parafusos comuns ASTM A307 ou ISO 4.6.

b) Para efeito das alíneas a) e c), a altura de uma estrutura deve ser considerada como a distância entre o nível médio do terreno que circunda a estrutura e o topo das vigas da cobertura, no caso de coberturas planas. No caso de coberturas inclinadas, a distância vertical é medida entre aquele nível médio e o topo das vigas de cobertura, a meia altura da parte inclinada.

c) As mansardas ou casas de máquinas de elevadores podem ser excluídas na determinação da altura da estrutura.

Os dois tipos básicos de parafusos de alta resistência usados prioritariamente são: ASTM A325 e ASTM A490. Estes parafusos têm cabeça hexagonal e são usados com porcas e arruelas.

Os parafusos A325 são fabricados com aço de médio ou baixo carbono tratados termicamente, tendo o limite de escoamento da ordem de 5,6 a 6,5 tf/cm², dependendo do diâmetro. Os A490 são feitos com aço de baixa liga tratados termicamente, tendo seu limite de escoamento entre 8 e 9 tf/cm², dependendo do diâmetro.

A Fig. 4.2 apresenta as curvas tensão-deformação dos parafusos de alta resistência comparativamente com os rebites.

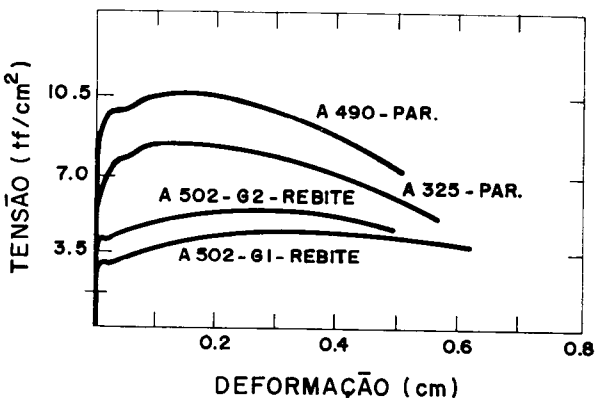


Fig. 4.2 - Relação tensão-deformação para parafusos de alta resistência e rebites

Os parafusos de alta resistência existem nos diâmetros de 1/2" (12,7 mm) a 1 1/2" (38 mm). Os diâmetros mais usados são 3/4 (19 mm), 7/8 (22,4 mm) e 1" (25,4 mm). São previstos três tipos para parafusos A325:

Tipo 1 - Fabricação com aço de médio carbono para os diâmetros 1/2" a 1 1/2".
Tipo 2 - Idem, fabricados com aços martensíticos de baixo carbono.
Tipo 3 - Idem, fabricados com aço tendo resistência à corrosão atmosférica e com características compatíveis aos aços A588 e A242.

Para o A490 também são previstos três tipos, sendo que a única diferença é no Tipo 1, em que se usa aço-liga.

A identificação do parafuso se faz como mostrado na Fig. 4.3.

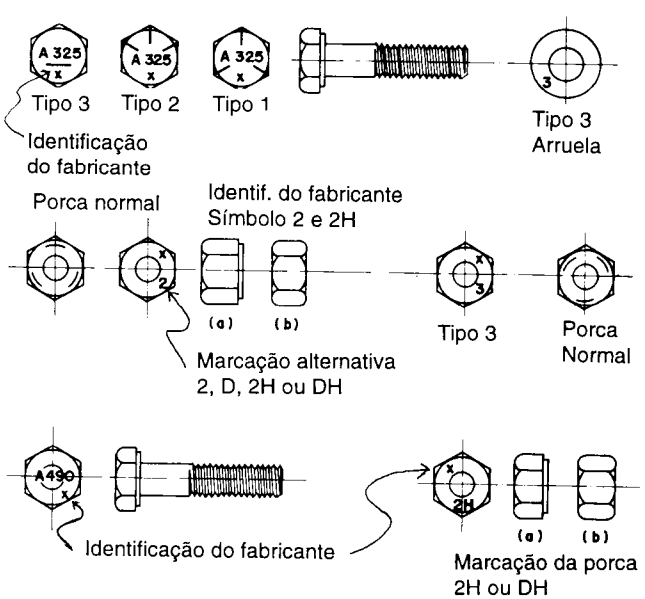


Fig. 4.3 - Identificação de parafusos de alta resistência

Os parafusos de alta resistência são apertados de tal maneira que desenvolvem uma alta tensão de tração, tendo como resultado uma apreciável força de atrito na junta. Juntas contendo este tipo de parafuso são projetadas como tipo "fricção" (friction type), onde o deslizamento da junta é baseado na sua resistência última; ou como tipo "esmagamento" (bearing type), onde o corpo do parafuso poderá encostar na borda do furo, baseado também na sua resistência última.

Ambos os tipos de juntas são instalados pelo mesmo processo, com a mesma protensão. As performances das juntas parafusadas para cargas permanentes são idênticas. A transmissão é por fricção. A diferença entre as conexões tipo fricção e tipo esmagamento está no fator de segurança previsto para o deslizamento, devido à carga acidental.

O tipo fricção é assim denominado pelo seu alto fator de segurança ao deslizamento e, também, por ser mais adequado onde há ocorrência de tensões reversas ou carregamentos cíclicos. O alto fator de segurança prevê boa resistência à fadiga.

A junta tipo esmagamento somente é empregada para uso onde não é considerada como crítica a ocorrência ocasional de um deslizamento provocado pela sobrecarga, que leva o parafuso a entrar em contato com a parede do furo. Em um subseqüente carregamento, a tensão é transferida por fricção em combinação com o esmagamento.

A instalação desses parafusos pode ser feita com chave de torque calibrada ou, mais comumente, pelo método do giro da porca.

Os parausos A325 e A490 se dividem em:

A325-F e A490-F = Tipo fricção

A325-N e A490-N = Tipo esmagamento com rosca no plano de cisalhamento

A325-X e A490-X = Tipo esmagamento com rosca fora do plano de cisalhamento

4.3 - Conexões tipo fricção e tipo esmagamento

O AISC e a NBR 8800 prevêem dois tipos de juntas parafusadas com parafusos de alta resistência, "tipo fricção" e "tipo esmagamento"

1 - Conexão tipo fricção

Nas conexões em que são empregados os parafusos de alta resistência, o aperto controlado da porca permite conhecer o atrito disponível para esse fim, fazendo com que seja considerado no cálculo o atrito das superfícies metálicas em contato, resultante do aperto da porca.

Neste tipo de conexão, a carga que tende a cortar o parafuso é sustentada pela fricção entre as superfícies em contato. A Fig. 4.4 apresenta as forças atuantes neste tipo de ligação. A protensão (proof load) atua na cabeça e na porca do parafuso, produzindo uma força T que atua nas duas partes em contato. A força de compressão na junta, provocada pelo aperto do parafuso, produz uma resistência de cisalhamento μT, que é o produto da força de compressão pelo coeficiente do atrito μ.

A força de atrito depende de muitos fatores, como as condições das chapas, incluindo a presença de óleo, tinta, escamas de laminação etc. (Fig. 4.4)

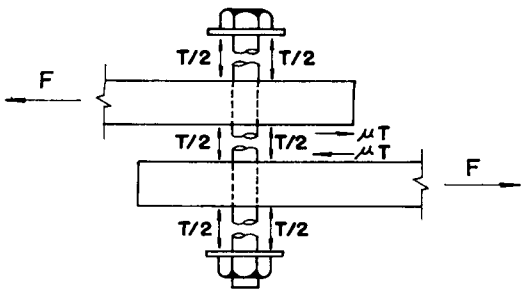


Fig. 4.4 - Forças atuantes em conexões a fricção

2 - Conexões tipo esmagamento

Em conexões tipo esmagamento, a carga de cisalhamento é sustentada pela haste do parafuso de alta resistência que se encosta (apóia) sobre os lados dos furos do material das conexões. Devido ao seu menor fator de segurança, este tipo de ligação é somente empregado nas ligações sujeitas a cargas estáticas e não reversíveis. Pode-se usar parafusos com rosca dentro ou fora do plano de cisalhamento. Neste tipo de ligação, a resistência final da junta depende dos materiais que compõem as conexões (Fig. 4.5).

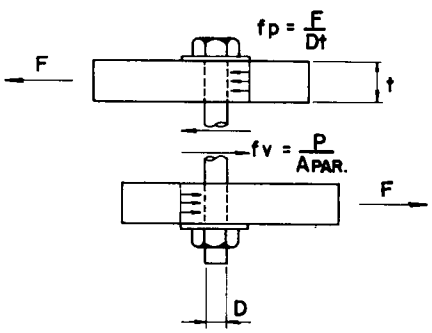


Fig. 4.5 - Forças atuantes em conexões a esmagamento

4.4 - Resistência dos parafusos

1- Dos parafusos a tração e cisalhamento

As tabelas a seguir dão os valores de resistência dos parafusos para as várias condições de solicitação.

A resistência dos parafusos a tração, cisalhamento e esmagamento estão na Tabela 4.1.

A resistência de barra rosqueada a tração e a cisalhamento estão indicadas na Tabela 4.2.

Os valores de resistência à fricção, de acordo com o tipo de superfície de contato, são dados na Tabela 4.3. É importante observar as limitações de emprego para o cálculo.

Tração e cisalhamento

Parafusos sujeitos a esforços combinados de tração e cisalhamento devem ser projetados de tal modo que a tensão de tração, Ft, em tf/cm² na área nominal, Ab, produzida pelas forças aplicadas às partes conectadas, não deverá exceder os valores calculados pelas fórmulas da Tabela 4.4, onde fv é a tensão de cisalhamento produzida pelas mesmas forças e não deve exceder o valor de cisalhamento dado na Tabela 4.1.

Para os parafusos A325 e A490 usados em conexões tipo fricção, a tensão máxima de cisalhamento permitida pela Tabela 4.1 será multiplicada pelo fator de redução (1-ftAb/Tb), onde ft é o esforço médio de tração devido à carga direta aplicada a todos os parafusos em uma conexão e Tb é a carga de protensão específica (veja Tabela 21.1) do parafuso.

2 - Das partes conectadas a esmagamento

Quando são usados parafusos em conexões a esmagamento, é necessário que se faça, além da verificação da resistência do parafuso, a verificação da resistência ao esmagamento das chapas que compõem a ligação. Se a resistência da chapa é inadequada, o furo pode alargar-se ou o parafuso pode rasgar as partes conectadas (Fig. 4.6).

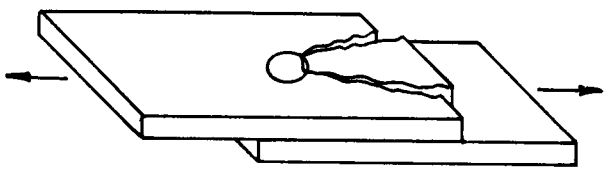


Fig. 4.6

A distância extrema necessária para prevenir a ruptura pode ser estabelecida pela equação de resistência ao cisalhamento do material para transmitir a carga imposta pelo parafuso extremo. Analisando a Fig. 4.7, podemos constatar que pode ocorrer rasgadura nas linhas 1-1 e 2-2.

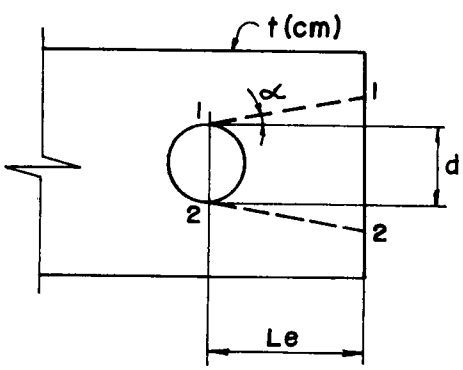


Fig. 4.7

P = Força transmitida por um parafuso na parte crítica da conexão (tf).

fp = P/dt (Tensão de esmagamento) (4.1)

Fu = Tensão de resistência do material (tf/cm²)

d = Diâmetro do parafuso (cm)

Fazendo-se $\alpha = 0$, temos:

$P = 2t\,(Le - d/2)\,Fv \therefore Fv = 0{,}7Fu$

$P = 2t\,(Le - d/2)\,0{,}7Fu$ (4.2)

Igualando 4.1 e 4.2, temos:

$fp \cdot dt = 2t\,(Le - d/2)\,0{,}7Fu$ (4.3)

Para prevenir o rasgamento, Le/d tem que ser maior que o valor obtido pela equação 4.3.

$Le/d > (0{,}5 + 0{,}714 \cdot fp/Fu)$ (4.4)

Aproximando para uma expressão mais simples, temos:

$Le/d > fp/Fu$ (4,5)

Adotando-se um fator de segurança mínimo igual a 2, usado normalmente em conexão, temos:

Le/d > (0,5 + 1,43fp/Fu) (4.6)

Le/d > 2 fp/Fu (4.7)

Substituindo fp = P/dt na equação 4.7, temos:

Le > 2P/Fut (4.8)

Para prevenir a excessiva deformação do material, o AISC/89 limita a tensão de esmagamento fp ≤ 1,5Fu. Substituindo fp em 4.6 e 4.7, temos:

Le > 2,70d

Le > 3,0d

Sendo o limite mínimo Le > 1,5d, o que é prática tradicional. Para distância mínima de extremidade, ver Tabela 4.8.

A distância do centro de um parafuso situado na linha de força à extremidade do furo adjacente pode ser satisfeita, também, pela equação 4.8. Mas, ocasionalmente, o mínimo de 2,7d pode não ser suficiente.

O AISC/89 recomenda, quando a força é transmitida ao longo de uma linha, que a distância entre centros de furos não seja menor do que:

Le > (2P/Fut) + d/2 (4,9)

A Fig. 4.8 mostra a comparação dos resultados dos testes realizados com as fórmulas indicadas em projeto.

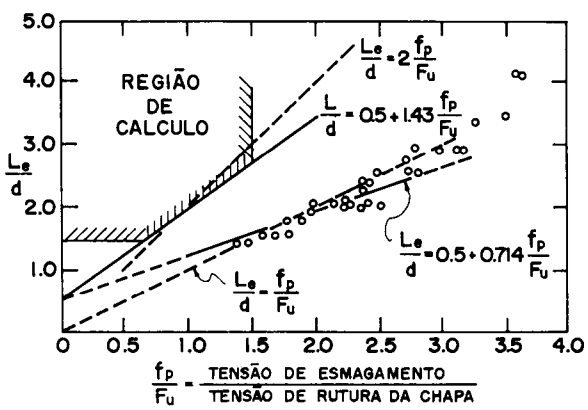


Fig. 4.8 - Comparação entre testes realizados e as fórmulas utilizadas em projeto

Portanto, de acordo com especificações do AISC/89, temos que fazer as seguintes verificações, adotando-se o menor valor:

P = Fv.A → Parafusos.

P = 1,5Fu . d. t → Força de esmagamento da parte conectada junto ao parafuso.

P = Fu . t . Le/2 → Idem junto à extremidade furo-borda.

P = (Fu . t/$_2$) . (L - d/2) → Idem de centro a centro de furos.

A Tabela 4.5 fornece a carga admissível para esmagamento de chapas em função da distância entre furos em tf.

Tabela 4.1 - Cargas admissíveis dos parafusos (tf) - Série ASTM

		Designação													
		A325						A490						A307(a)	
	Área		Cisalhamento simples (b) (c)						Cisalhamento simples (b) (c)						
Diâm.	Nominal	Tração	Fricção (F)				Esmaga-mento (N)	Tração	Fricção (F)				Esmaga-mento (N)	Tração	Cis.
d	Ab	Pt	P	A, AC	AL	ALP		Pt	P	A, AC	AL	ALP		Pt	simples
pol	cm²	Ft= 3,10	Fv= 1,20	Fv=1,06	Fv= 0,85	Fv= 0,70	Fp= 1,48	Ft= 3,80	Fv= 1,48	Fv= 1,27	Fv= 1,06	Fv= 0,91	Fp= 1,97	Ft= 1,40	Fv= 0,70
1/2	1,267	3,93	1,52	1,34	1,08	0,89	1,87	4,81	1,87	1,61	1,34	1,15	2,50	1,77	0,89
5/8	1,979	6,13	2,37	2,10	1,68	1,38	2,93	7,52	2,93	2,51	2,10	1,80	3,90	2,77	1,38
3/4	2,850	8,83	3,42	3,02	2,42	2,00	4,22	10,83	4,22	3,62	3,02	2,59	5,61	3,99	2,00
7/8	3,879	12,02	4,65	4,11	3,30	2,71	5,74	14,73	5,74	4,93	4,11	3,53	7,64	5,43	2,71
1	5,067	15,71	6,08	5,37	4,31	3,55	7,50	19,25	7,50	6,43	5,37	4,61	9,98	7,09	3,55
1 1/8	6,413	19,88	7,69	6,80	5,45	4,49	9,49	24,37	9,49	8,14	6,80	5,83	12,63	8,98	4,49
1 1/4	7,917	24,54	9,50	8,39	6,73	5,54	11,72	30,08	11,72	10,05	8,39	7,20	15,60	11,08	5,54
1 3/8	9,578	29,69	11,49	10,15	8,14	6,70	14,17	36,39	14,17	12,16	10,15	8,71	18,87	13,41	6,70
1 1/2	11,401	35,34	13,68	12,08	9,69	7,98	16,87	43,32	16,87	14,48	12,08	10,37	22,46	15,96	7,98

t, Fv, Fp em tf/cm²

ı) Somente para cargas estáticas
ı) Tipos de furo
P = Padrão AC = Alongado curto
A = Alargado AL = Alongado longo - Transversal à força aplicada
LP = Alongado longo paralelo à força aplicada

(c) Cisalhamento simples com rosca no plano de cisalhamento para ligação = a esmagamento (N)
Para cisalhamento simples com rosca fora do plano de cisalhamento (X), multiplicar os valores acima por 1,428
(d) Rosca UNC

Tabela 4.2 - Cargas admissíveis de barras rosqueadas (tf) - Série ASTM

Área núcleo (a) cm²	Diâm. d pol	Área nominal Ab cm²	Designação											
			SAE 1020 Fu = 3,87 tf/cm²			ASTM-A36 Fu = 4,08 tf/cm²			ASTM A572 Gr50 Fu = 4,57 tf/cm²			ASTM A588 Fu = 4,92 tf/cm²		
			Tração (c)	Cis. simples (b)		Tração (c)	Cis. simples (b)		Tração (c)	Cis. simples (b)		Tração (c)	Cis. simples (b)	
				N	X		N	X		N	X		N	X
0,92	1/2	1,267	1,62	0,83	1,08	1,70	0,88	1,14	1,91	0,98	1,27	2,06	1,06	1,37
1,46	5/8	1,979	2,53	1,30	1,69	2,66	1,37	1,78	2,98	1,54	1,99	3,21	1,66	2,14
2,16	3/4	2,850	3,64	1,87	2,43	3,84	1,98	2,56	4,30	2,21	2,87	4,63	2,38	3,09
2,98	7/8	3,879	4,95	2,55	3,30	5,22	2,69	3,48	5,85	3,01	3,90	6,30	3,24	4,20
3,91	1	5,067	6,47	3,33	4,31	6,82	3,51	4,55	7,64	3,94	5,10	8,23	4,24	5,48
4,92	1 1/8	6,413	8,19	4,22	5,46	8,63	4,44	5,76	9,67	4,98	6,45	10,41	5,36	6,94
6,25	1 1/4	7,917	10,11	5,21	6,74	10,66	5,49	7,11	11,94	6,15	7,96	12,85	6,62	8,57
7,47	1 3/8	9,578	12,23	6,30	8,16	12,90	6,64	8,59	14,45	7,44	9,63	15,55	8,01	10,37
9,06	1 1/2	11,401	14,56	7,50	9,71	15,35	7,91	10,23	17,19	8,86	11,46	18,51	9,54	12,34

(a) Para referência

(b) Rosca no plano de cisalhamento (furo padrão) N = 0,17 Fu.Ab
Rosca fora do plano de cisalhamento (furo padrão) X = 0,22 Fu.Ab

(c) Tração: 0,33 Fu.Ab

Tabela 4.3 - Tensão admissível ao cisalhamento, baseada nas condições críticas de deslizamento entre as partes parafusadas com parafusos de alta resistência tipo "fricção" (tf/cm²) (2)

Condições das superfícies de contato das partes parafusadas	Tipo de furo e direção de aplicação da carga							
	Qualquer direção				Transversal		Paralela	
	Normal		Alargados e com pequeno alongamento		Com grande alongamento		Com grande alongamento	
	A325	A490	A325	A490	A325	A490	A325	A490
Classe A (coef. de deslizamento 0,33) Sem escamas de laminação e superfícies jateadas com Classe A de pintura(b)	1,20	1,48	1,06	1,27	0,85	1,06	0,70	0,91
Classe B (coef. de deslizamento 0,50) Superfícies jateadas e superfície jateadas com Classe B de pintura (a)	2,0	2,40	1,69	2,04	1,41	1,69	1,20	1,41
Classe C (coef. de deslizamento 0,40) Superfícies galvanizadas a quente e ásperas	1,55	1,90	1,33	1,62	1,12	1,33	0,98	1,12

(a) Pinturas classificadas como Classe A ou Classe B são as que prevêem um coeficiente de deslizamento não menor que 0,33 ou 0,50, respectivamente, como determinado pelo "Testing Method to Determine the Slip Coefficient for Coatings Used in Bolted Joints" (AISC 9ª Edição - Apêndice A).

(b) Embora alguns valores da tabela sejam superiores aos da Tabela 4.1, não se deve empregar valores acima dos admissíveis das conexões tipo esmagamento. Assim, para os parafusos A325 a fricção o valor máximo de Fp é 1,48 tf/cm² (Tabela 4.1).

Tabela 4.4 - Tensão admissível de tração Ft para fixadores em conexão a esmagamento (tf/cm²), sujeito a cisalhamento

Tipo de fixador	Rosca no plano de cisalhamento	Rosca fora do plano de cisalhamento
Partes rosqueadas	$0{,}4\ Fu - 1{,}8\ fv \leq 0{,}33\ Fu$	$0{,}4\ Fu - 1{,}4\ fv \leq 0{,}33\ Fu$
Parafusos A307	$1{,}8 - 1{,}8\ fv \leq 1{,}40$	
Parafusos A325	$\sqrt{3{,}1^2 - 4{,}5fv^2}$	$\sqrt{3{,}1^2 - 2{,}2fv^2}$
Parafusos A490	$\sqrt{3{,}8^2 - 3{,}8fv^2}$	$\sqrt{3{,}8^2 - 1{,}8fv^2}$

Fu — Limite de resistência à tração fv — Tensão de cisalhamento atuante

Tabela 4.5 - Para parafusos, barras rosqueadas e rebites. Cargas admissíveis em tf para esmagamento de chapas em função da distância entre furos

Espessura das chapas de ligação em mm	Diâmetro em mm														
	16				19				22				25		
Fu = 4,08 tf/cm²	Espaçamento dos fixadores em mm														
ASTM A36	75	55[a]	50[b]	42[c]	75	66[a]	57[b]	50[c]	75[a]	78	66[b]	60[c]	90[a]	75[b]	70
3,0	2,93	2,87	2,57	2,08	3,49	3,46	2,91	2,48	3,91	4,10	3,36	3,00	4,74	3,82	3,52
5,0	4,88	4,79	4,28	3,47	5,82	5,77	4,85	4,13	6,52	6,83	5,60	5,00	7,90	6,37	5,86
6,3	6,15	6,03	5,40	4,37	7,33	7,26	6,11	5,21	8,22	8,61	7,06	6,30	9,95	8,02	7,39
8,0	7,81	7,65	6,85	5,55	9,31	9,22	7,76	6,61	10,43	10,93	8,96	8,00	12,64	10,18	9,38
9,5				6,59	11,05	10,96	9,21	7,85	12,38	12,98	10,64	9,50	15,01	12,08	10,92
11,0							10,67	9,09	14,34	15,03	12,32	11,00	17,38	14,00	12,63
12,5								10,33			14,00	12,50	19,75	15,90	14,36
14,0								11,57			15,68	14,00		17,82	16,08
16,0												16,00		20,36	18,38

a) ~ 3,5d b) ~ 3d c) ~ 2,7d

----- Limite a esmagamento do A325 a cisalhamento simples
━━━ Idem a cisalhamento duplo.

4.5 - Arruelas

O AISC e a NBR 8800 especificam o uso de arruelas quando:

1 - Partes parafusadas

Devem ser usadas arruelas biseladas endurecidas para compensar a falta de paralelismo, quando uma das faces externas das partes parafusadas tiver mais de 1:20 de inclinação em relação ao plano normal do eixo do parafuso. As partes parafusadas da estrutura não podem ser separadas por nenhum material que não seja aço estrutural, devendo ficar totalmente em contato quando montadas. Os furos podem ser puncionados, subpuncionados e alargados, ou broqueados.

2 - Arruelas

Adicionalmente às exigências do item anterior e da Tabela 4.6, deverão ser usadas arruelas endurecidas nas seguintes situações:

a) Sob o elemento que gira (porca ou cabeça do parafuso) durante o aperto, no caso de parafusos A490 apertados pelo método da rotação da porca e no caso de parafusos A325 ou A490 apertados com chave calibrada (isto é, por controle de torque);

b) Sob o elemento que não gira durante o aperto, no caso de parafusos A490, quando esse elemento assenta sobre um aço estrutural com limite de escoamento inferior a 2,8 tf/cm^2 (280 MPa).

4.6 - Normas aplicáveis

Parafusos: ASTM A307, A325, A394
ANSI-B.18.2.1
Porcas: ASTM A194, A325, A563
ANSI-B.18.2.2
Arruelas: ASTM A325, F 436

4.7 - Furos

Há quatro tipos básicos de furos para parafusos ou barras rosqueadas.
Na Tabela 4.6 são dadas as suas denominações e suas dimensões máximas em função do diâmetro "d" do furo ou da barra.

Tabela 4.6

Diâmetro do parafuso	Furo padrão	Furo alargado	Furo pouco alongado		Furo muito alongado	
	d1	d2	d1, ℓ_1		d1, ℓ_2	
d (mm)	d_1 (mm)	d_2 (mm)	d_1 (mm)	ℓ_1 (mm)	d_1 (mm)	ℓ_2 (mm)
≤22,2	d + 1,6	d + 4,8	d + 1,6	d + 6,3	d + 1,6	2,5 d
25,4	27	31,8	27	33,3	27	63,5
≥ 28,6	d + 1,6	d + 7,9	d + 1,6	d + 9.5	d + 1,6	2,5 d

Nas ligações com furos alargados ou alongados, devem ser observado os tipo de ligação permitido e as limitações indicadas na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Limitações relativas ao emprego de furos alargados ou alongados

Tipo de furo	Tipo de ligação permitido	Limitações	
		Posição do furo	**Arruelas (a)**
Alargado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação	Endurecidas, sobre furos alargados em chapas externas da ligação
Pouco alongado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Sobre furos pouco alongados em chapas externas da ligação devem ser usadas arruelas; tais arruelas devem ser endurecidas quando os parafusos forem de alta resistência: ASTM A325 e ASTM A490
	Por contato	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação. Maior dimensão normal à direção da solicitação	
Muito alongado	Por atrito	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Arruelas de chapa ou barras chatas contínuas de aço estrutural, com espessura mínima de 8 mm e com furos padrão, devem ser usadas sobre furos muito alongados em chapas externas. Tais arruelas ou barras devem ter dimensões suficientes para cobrir totalmente os furos alongados após a instalação dos parafusos. Quando necessário, usar arruelas endurecidas (nota a). Estas serão colocadas sobre aquelas arruelas de chapas ou barras contínuas
	Por contato	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Maior dimensão normal à direção da solicitação	

(a) Quando forem usados parafusos ASTM A490 de diâmetro superior a 25,4 mm, em furos alongados ou alargados, nas chapas externas da ligação deverão ser usadas arruelas endurecidas de acordo com a ASTM F436, porém, com espessura mínima de 8 mm, em lugar das arruelas padrão.

4.8 - Pega longa e ligações de grande comprimento

Exceto nos casos dos parafusos de alta resistência ASTM A325 e ASTM A490, que são montados com protensão inicial, quando o comprimento de pega excede "5d" o número necessário de parafusos ou barras rosqueadas deve ser aumentado 1% para cada 1,5 mm adicional de pega (d = diâmetro do parafuso ou barra rosqueada). Quando ligações por contato, usadas em emendas de barras tracionadas, tiverem um comprimento superior a 630 mm na direção da força externa, a força cortante de cálculo "Vd" nos parafusos e a solicitação de cálculo usada para verificar pressão de contato em furos serão multiplicadas por 1,25 para levar em conta a distribuição não uniforme da força externa pelos parafusos.

4.9 - Distância mínima de um furo às bordas

1- Furo padrão

A distância do centro de um furo padrão a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior ao valor indicado na Tabela 4.8 (d = diâmetro do parafuso ou barra rosqueada).

2 - Furos alargados ou alongados

A distância do centro de um furo alargado ou alongado a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior ao valor indicado para furos padrão dado na Tabela 4.8 acrescido de "βd", sendo "d" o diâmetro do parafuso e β definido como a seguir:

β = 0 para furos alongados na direção paralela à borda considerada

β = 0,12 para furos alargados

β = 0,20 para furos pouco alongados na direção perpendicular à borda considerada

β = 0,75 para furos pouco alongados na direção perpendicular à borda considerada

Tabela 4.8 - Distância mínima do centro de um furo padrão à borda

mm	Diâmetro "d"		Borda cortada com serra ou tesoura (mm)	Borda laminada ou cortada a maçarico[a] (mm)
	ASTM pol.	ISO mm		
		M 12	21	18
13	1/2"		22	19
16	5/8"	M 16	29	22
19	3/4"		32	26
		M 20	35[b]	27
22	7/8"	M 22	38[b]	29
		M 24	42	31
25	1"		44	32
28	1 1/8"	M 27	50	38
		M 30	53	39
32	1 1/4"		57	41
		M 33	58	42
> 32	> 1 1/4"	> M 33	1,75 d	1,25 d

(a) As bordas cortadas a maçarico devem ser lisas e isentas de entalhes

(b) Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas, esta distância pode ser igual a 32 mm

4.10 - Espaçamento mínimo e máximo entre furos

1-Espaçamento mínimo

A distância entre centros de furos padrão, alargados ou alongados, não pode ser inferior a 2,7 d, de preferência 3 d, sendo "d" o diâmetro nominal do parafuso ou barra rosqueada.

Nota: Além desse requisito, a distância livre entre as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a "d".

2 -Espaçamento máximo entre furos e furo-extremidade

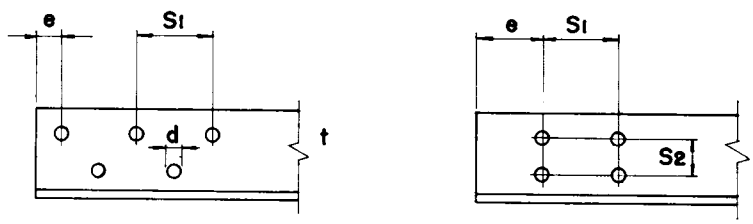
Espaçamento máximo tem sido também um assunto polêmico, variando de norma para norma e sendo omisso em outras.

O "Engineering Journal - 1.º quarto/1983, do AISC", faz uma análise considerando que o espaçamento máximo deve ser de 14 vezes a espessura mais fina do material, porém não superior a 178 mm (7"), com o objetivo de evitar a corrosão de dentro para fora entre parafusos.

A seguir, daremos um resumo das principais especificações (Tab. 4.9).

Tabela 4.9 - Espaçamento máximo

Norma ou especificação	Peças tracionadas		Peças comprimidas	
	Extremas e	Centrais S_1 ou S_2	Extremas e	Centrais S_1 ou S_2
AISC 9ª edição - 1989	12 t ≤ 150 12 t ≤ 150	12 t ≤ 150 —	12 t ≤ 150 12 t ≤ 150	12 t ≤ 150 —
AISC - Engineering Jounal 1.º Quarto/1983 Para A588 - s/pintura	8 t ≤ 127	14 t ≤ 178	8 t ≤ 127	14 t ≤ 178
NB-14 (antiga) DIN-1050	3 d ≤ 6 t 3 d ≤ 6 t	12 d ≤ 25 t 10 d ≤ 20 t	3 d ≤ 6 t 3 d ≤ 6 t	8 d ≤ 15 t 6 d ≤ 12 t
Mukanov/76	8 d ≤ 12 t	16 d ≤ 24 t	8 d ≤ 12 t	12 d ≤ 18 t



t = Espessura mais fina

d = Diâmetro do parafuso

4.11 - Resistência mínima das conexões

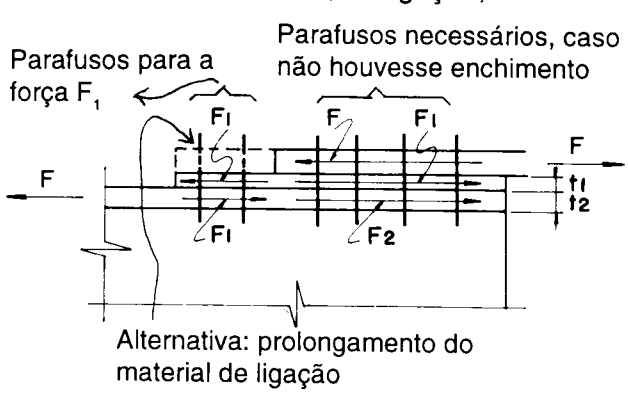
As ligações por meio de parafusos devem obedecer às prescrições dadas a seguir:

1 - As conexões que transmitem esforços calculados, exceto em travejamento de perfis compostos, tirantes constituídos de barras redondas, terças, vigas de tapamento (travessas de fechamento), devem ser dimensionadas para uma resistência igual ou superior a 3,0 tf. Como regra prática, adotar um mínimo de dois parafusos de 16 mm (5/8).

2 - As conexões de barras tracionadas ou comprimidas devem resistir às cargas de projeto, mas não menos do que 50% da resistência efetiva da peça, baseda no tipo de esforço que comandou o seu dimensionamento.

4.12 - Calços

Quando forem usadas chapas de enchimento em ligações parafusadas, e essas chapas forem de espessura maior que 6 mm, elas deverão se estender além do material de ligação, exceto em ligações por atrito; essa extensão deve possuir parafusos em número suficiente para distribuir a força total que atua no elemento suporte, de maneira uniforme, sobre a seção combinada desse elemento suporte e do enchimento. Em vez da extensão, pode ser acrescentado, na ligação, um número equivalente de parafusos (ver Fig. 4.9).



t_1 = espessura da chapa de enchimento

t_2 = espessura do elemento suporte

$F_1 + F_2 = F$; $F_1/t_1 = F_2/t_2$

Nota: As forças indicadas nos grupos de parafusos correspondem às resultantes das forças de contato que os parafusos aplicam nas chapas.

Fig. 4.9 - Chapa de enchimento em ligações parafusadas

4.13 - Tipos de juntas parafusadas

As ligações de um modo geral podem estar sujeitas a um ou mais esforços, atuando isolados ou em combinação. As juntas que mostraremos a seguir (Fig. 4.10) ilustram os vários tipos de ligação.

Na Fig. 4.10.a são mostradas ligações sujeitas apenas a esforços de cisalhamento simples e duplo, respectivamente. A Fig. 4.10.b apresenta uma ligação sujeita a cisalhamento excêntrico, em que se exige um pouco mais na elaboração dos cálculos. Na Fig. 4.10.c mostramos uma ligação em que os parafusos estão sujeitos apenas a esforços de tração. O mesmo não ocorre com as mostradas na Fig. 4.10 d, onde os parafusos estão sujeitos a esforços combinados de tração com cisalhamento.

De posse dos esforços que atuam nas extremidades das ligações e de como o projetista as imaginou, escolhe-se a ligação mais apropriada. A Fig. 4.11 mostra o grau de engastamento para quatro tipos de ligação, e na Fig. 4.12 mostramos os vários tipos de ligação a momento.

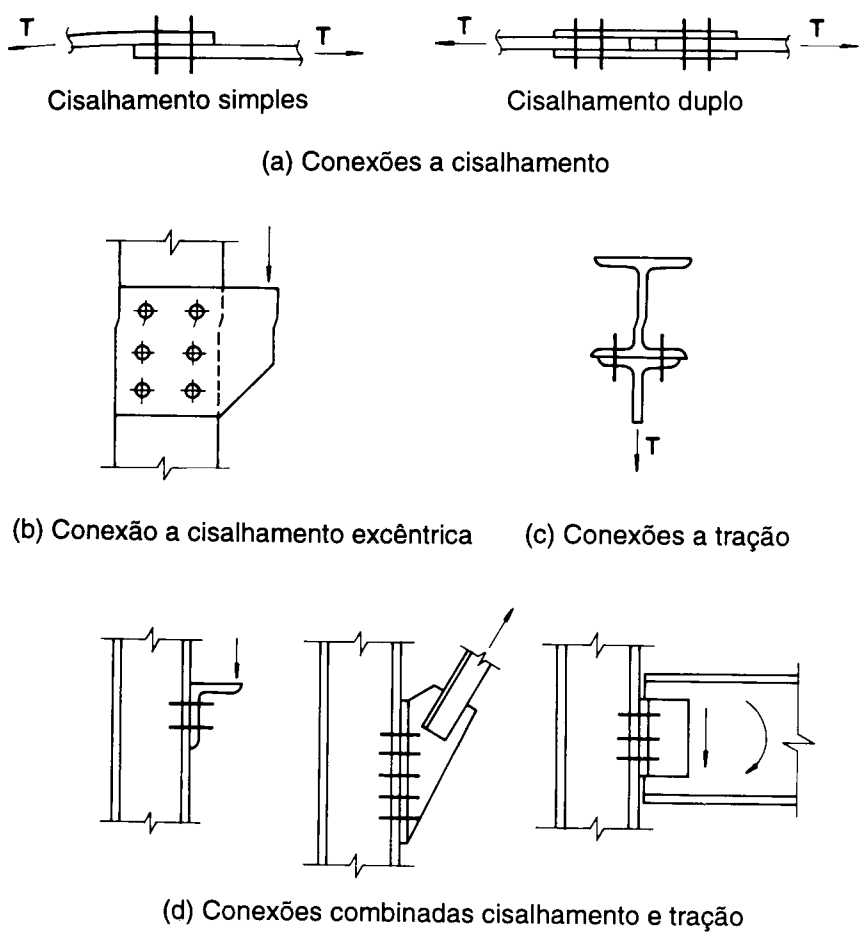


Fig. 4.10 - Conexões típicas parafusadas

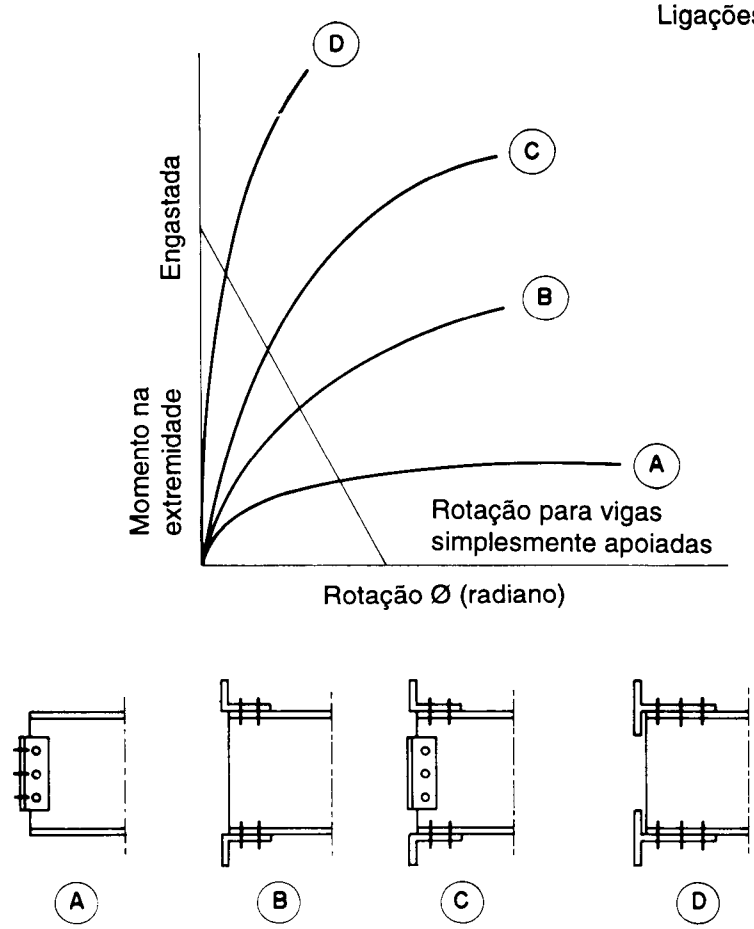


Fig. 4.11- Curvas de rotação das vigas de acordo com a conexão de extremidade

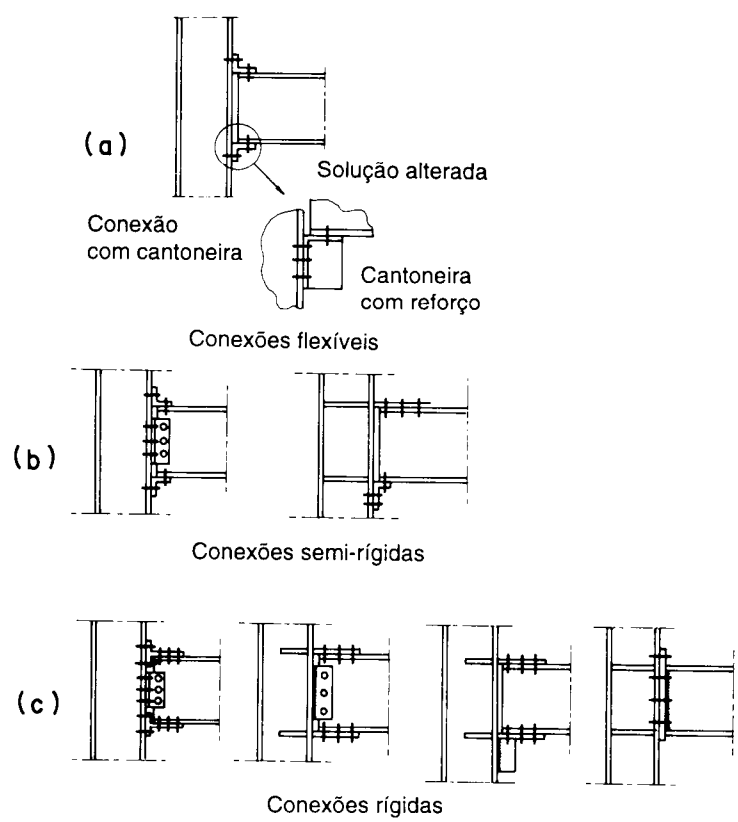


Fig. 4.12 - Tipos de conexão vigas-coluna

Atenção especial deve ser dada às ligações tracionadas, sobretudo aos elementos que as compõem, pois se o elemento que está sendo ligado não tiver rigidez suficiente, pode surgir o efeito alavanca e aumentar a força no parafuso. (Fig. 4.13).

As Fig. 4.14.a.b mostram os testes realizados em laboratório, em que se mostra a força atuando nos parafusos sem e com o efeito alavanca. (Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, Fisher and Struik).

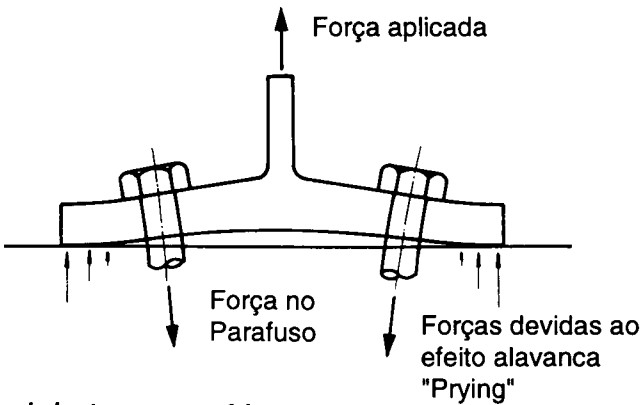
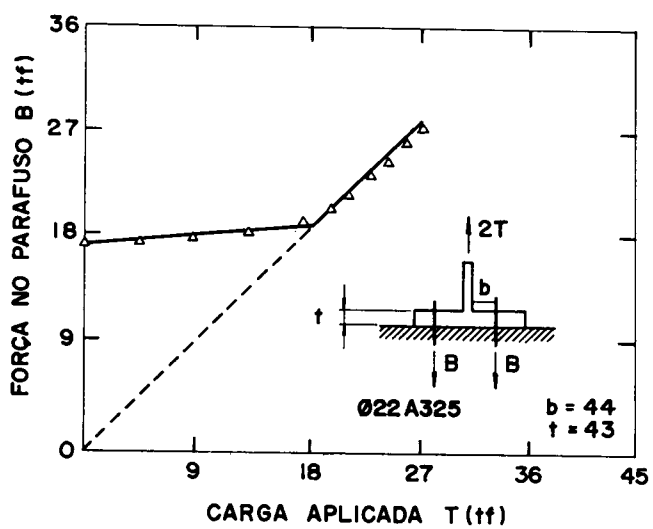
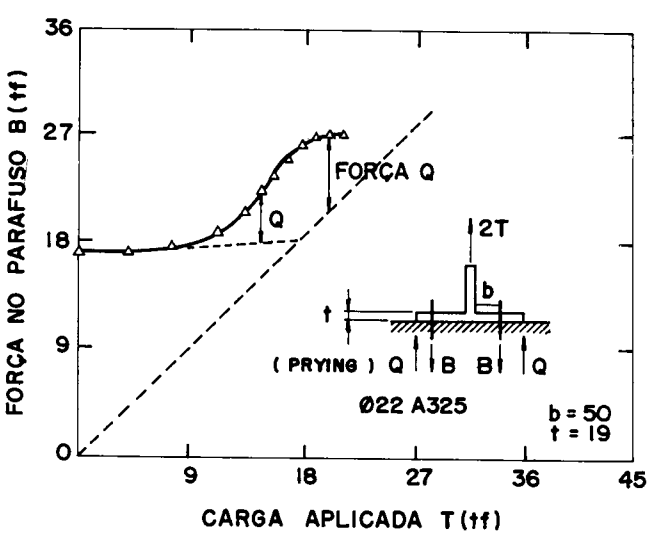


Fig. 4.13 - Deformação da junta - esquemático



(a)



(b)

Fig. 4.14 - Influência da espessura da chapa com relação à carga aplicada

Exemplo 4.1 - Determinar a capacidade máxima da conexão dada na Fig. 4.15, usando-se aço A572 - Gr 50, e parafusos ø 22 mm (7/8") A325.
a) tipo fricção; b) tipo esmagamento com rosca no plano.
Fy = 3,5 tf/cm²

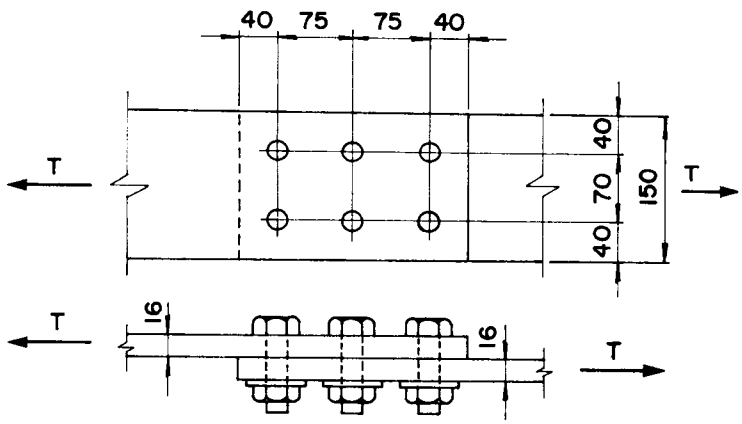


Fig. 4.15

a) Chapa

Ft = 0,6 Fy = 0,6 x 3,5 = 2,1 tf/cm²

T = (15 - 2 (2,2 + 0,3)) 1,6 x 2,1 = 33,60 tf

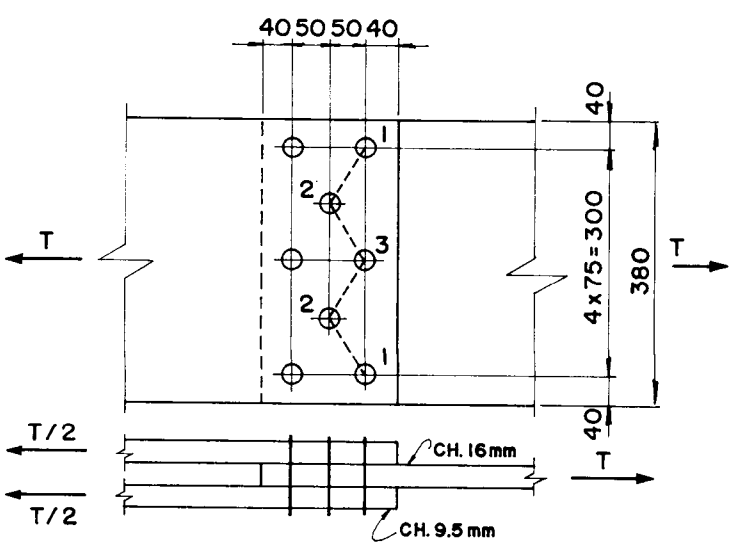
T = 85% x 15 x 1,6 x 2,1 = 42,84 tf

b) Rpcis = 6 x 4,65 (Tab. 4.1) = 27,90 tf Parafuso a fricção

c) Rpcis = 6 x 5,74 (Tab. 4.1) = 34,44 tf Parafusos a esmagamento

Portanto, a capacidade máxima da ligação é de 33,6 tf < 34,44 tf quando se usam parafusos a esmagamento e de 27,90 tf < 33,60 tf quando a fricção.

Exemplo 4.2 - Verificar se o número de parafusos A325 tipo fricção, necessários para desenvolver a capacidade máxima das chapas na ligação mostrada na Fig. 4.16 em A36, atende.



Parafuso ø 22 mm

Furos para cálculo ø 22 + 3 = 25 mm

s = 5,0 cm

g = 7,5 cm

A = 38 x 1,6 = 60,8 cm²

Fig. 4.16

a) Área líquida máxima = 0,85 A = 0,85 x 60,8 = 51,68 cm²

b) Área líquida (1-3-1) = 1,6 (38 - 3 x 2,5) = 48,80 cm²

c) Área líquida (1-2-3-2-1) = 1,6 ((38 - 5 x 2,5) + 4 s²/4g)

= 1,6 ((38 - 5 x 2,5) + 4 x 5²/(4 x 7,5)) = 46,13 cm²

d) Área líquida (1-2-2-1) = 1,6 ((38 - 4 x 2,5 + 2 x 5²/(4 x 7,5)) = 47,40 cm²

e) Força máxima T = 46,13 x 0,6 x 2,5 = 69,19 tf

f) Verificação dos parafusos.

Rp = 69,19/8 = 8,65 tf < 4,65 x 2 = 9,30 tf OK (Tab. 4.1) "Cisalhamento duplo"

Exemplo 4.3 - Determinar para a conexão excêntrica dada na Fig. 4.17 o diâmetro do parafuso, considerando parafusos A325 tipo fricção ou tipo esmagamento com rosca no plano.

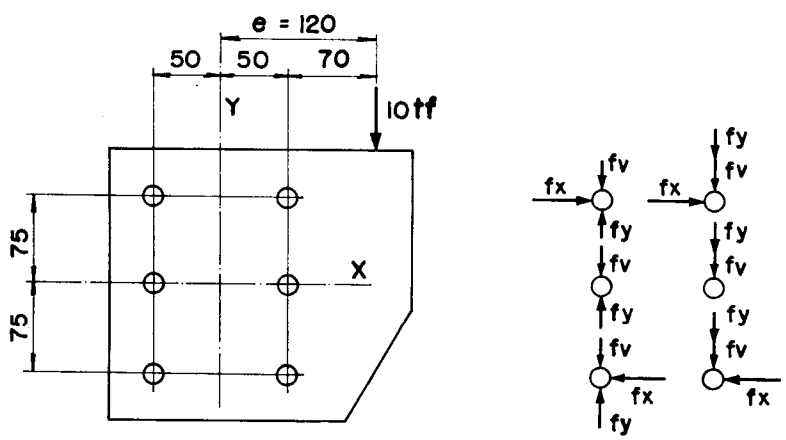


Fig. 4.17

$x = 5{,}0 cm$

$y = 7{,}5 cm$

$e = 7{,}0 + 5{,}0 = 12{,}0 \text{ cm}$

$M = 10 \times 12{,}0 = 120 \text{ tf cm}$

$\Sigma X^2 + \Sigma y^2 = 6 \times 5^2 + 4 \times 7{,}5^2 = 375 \text{ cm}^2$

$fx = My / (\Sigma X^2 + \Sigma y^2) = 120 \times 7{,}5 / 375 = 2{,}50 \text{ tf}$

$fy = Mx / (\Sigma X^2 + \Sigma y^2) = 120 \times 5{,}0 / 375 = 1{,}67 \text{ tf}$

$fv = P / n = 10 / 6 = 1{,}67 \text{ tf}$

$fr = \sqrt{(fv + fy)^2 + fx^2} = \sqrt{(1{,}67 + 1{,}67)^2 + 2{,}50^2} = 4{,}17 \text{ tf}$

Parafuso 22 (7/8) a fricção (Tab. 4.1) Rp = 4,65 > 4,17 tf OK

Parafuso 19 (3/4) a esmagamento (Tab. 4.1) = 4,22 > 4,17 tf OK

Exemplo 4.4 - Determinar a tensão máxima de cisalhamento no parafuso mais solicitado (inf. da direita) (Fig. 4.18). Usar parafusos ASTM A325F ø 25 mm (1").

Resolver: a) considerando P = 8 tf;
b) considerando Px, Py

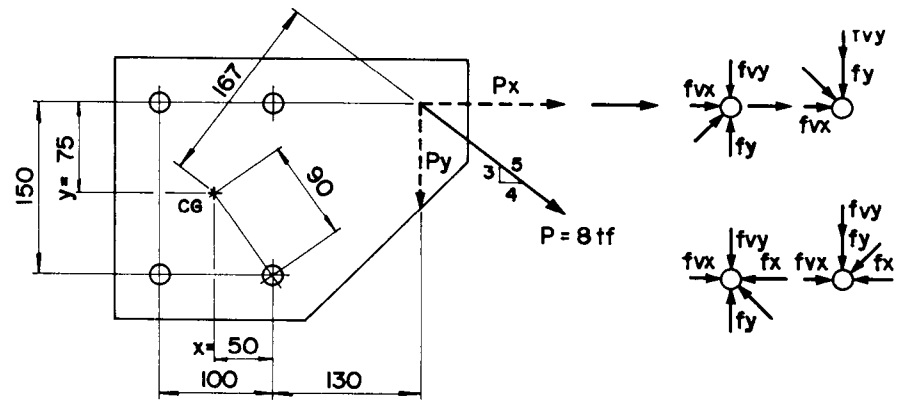


Fig. 4.18

$Px = 8 \times 4 / 5 = 6{,}4$ tf $\varnothing 25 \rightarrow A = 5{,}067\ cm^2$

$Py = 8 \times 3 / 5 = 4{,}8$ tf

a) considerando P = 8 tf

$e = 16{,}7 cm \quad M = 8 \times 16{,}7 = 133{,}6\ tfcm$

$\Sigma Ad^2 = 4 \times 5{,}067 \times 9^2 = 1.642\ cm^4$

$fx = My / \Sigma Ad^2 = 133{,}6 \times 7{,}5 / 1.642 = 0{,}610\ tf / cm^2$

$fy = Mx / \Sigma Ad^2 = 133{,}6 \times 5 / 1.642 = 0{,}407\ tf / cm^2$

$fvx = Px / \Sigma A = 6{,}4 / (4 \times 5{,}067) = 0{,}316\ tf / cm^2$

$fvy = Py / \Sigma A = 4{,}8 / (4 \times 5{,}067) = 0{,}237\ tf / cm^2$

$fr = \sqrt{(0{,}407 + 0{,}237)^2 + (0{,}610 + 0{,}316)^2} = 1{,}13 < 1{,}2\ tf / cm^2$ OK

b) considerando Px e Py

$ex = 13 + 5 = 18 cm \quad ey = 7{,}5 cm$

$M = Mx + My = Px\ (ey) + Py\ (ex)$

$M = 6{,}4 \times 7{,}5 + 4{,}8 \times 18 = 48 + 86{,}4 = 134{,}4\ tfcm$

$\Sigma x^2 + \Sigma y^2 = 4 \times 5^2 + 4 \times 7{,}5^2 = 325\ cm^2$

$$fx = \frac{My}{A(\Sigma x^2 + \Sigma y^2)} = \frac{134{,}4 \times 7{,}5}{5{,}067 \times 325} = 0{,}612\ tf / cm^2$$

$$fy = \frac{Mx}{A(\Sigma x^2 + \Sigma y^2)} = \frac{134{,}4 \times 5}{5{,}067 \times 325} = 0{,}408\ tf / cm^2$$

$fvx = 0{,}316\ tf / cm^2 \quad fvy = 0{,}237\ tf / cm^2$

$fr = 1{,}12 < 1{,}2\ tf / cm^2$ OK

Exemplo 4.5 - Determinar na Fig. 4.19 o número de parafusos Ø 19 (3/4") em A 325, sujeitos a uma carga de tração de 60 tf. A conexão é adequada.

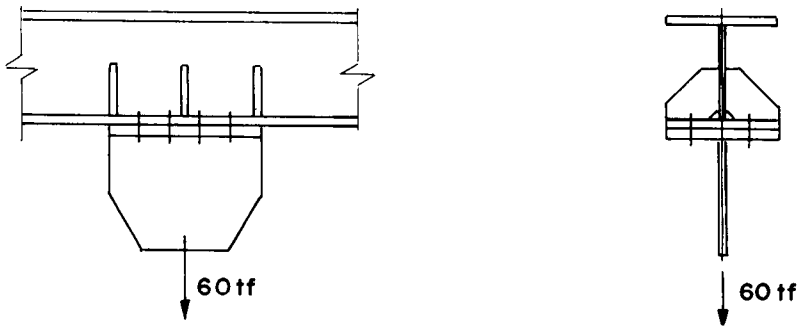


Fig. 4.19

$$n = \frac{T}{Ap \cdot Ft} = \frac{60}{2{,}85 \times 3{,}1} = \frac{60}{8{,}83} = 6{,}79 \rightarrow 8 \varnothing 3/4 \text{ (Tab. 4.1)}$$

Exemplo 4.6 - Determinar a adequação do grupo de parafuso (Fig. 4.20) ø 22 (7/8), em A325, considerando parafusos trabalhando a esmagamento e a fricção. Supondo que a conexão resista.

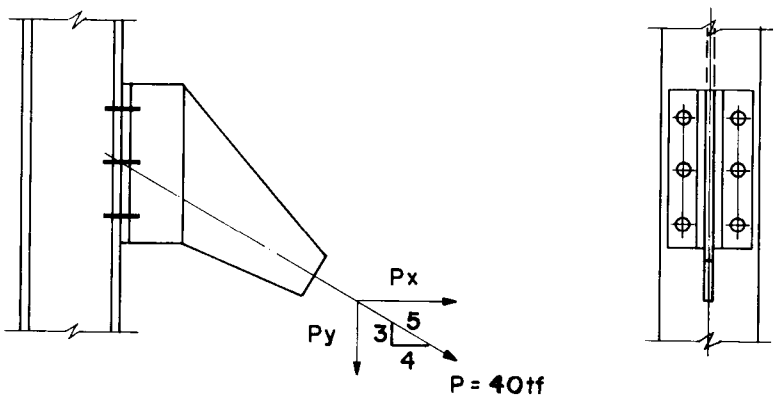


Fig. 4.20

Verificação dos parafusos

$$Px = 40 \times \frac{4}{5} = 32\,tf \qquad Py = 40 \times 3/5 = 24\,tf$$

$$fv = Py / \Sigma A = 24 / (6 \times 3{,}879) = 1{,}03\,tf/cm^2$$

$$ft = Px / \Sigma A = 32 / (6 \times 3{,}879) = 1{,}37\,tf/cm^2$$

1 - A Esmagamento

$fv = 1{,}03\,tf/cm^2 < 1{,}48\,tf/cm^2$ (Tab. 4.1) OK

$F't = \sqrt{3{,}1^2 - 4{,}5\,fv^2}$ (Tab. 4.4)

$F't = \sqrt{3{,}1^2 - 4{,}5 \times 1{,}03^2} = 2{,}20 > 1{,}37\,tf/cm^2$ OK

2 - A Fricção

$fv = 1{,}03\,tf/cm^2 \qquad ft = 1{,}37\,tf/cm^2$

$F'v = Fv\left(1 - \frac{ft \cdot Ab}{Tb}\right) \rightarrow$ (item 4.4.1) Tb $\rightarrow$ Tab. 21.1

$F'v = 1{,}20\left(1 - \frac{1{,}37 \times 3{,}879}{17{,}70}\right) = 0{,}84 < 1{,}03\,tf/cm^2$ NÃO

Usando parafusos a fricção, temos que aumentar o diâmetro, no caso passar para ø 25 mm.

Exemplo 4.7 - Determinar a capacidade máxima da carga P indicada na Fig. 4.21, em que a carga é suportada por um par de L 127 x 89 x 9,5 e está conectada com parafusos ø 22 (7/8) de A307. Desprezar a tensão inicial dos parafusos. Fazer a verificação, considerando:

1) Parafusos trabalhando a cisalhamento.

2) Parafusos trabalhando a cisalhamento com tração, devido a pequena excentricidade.

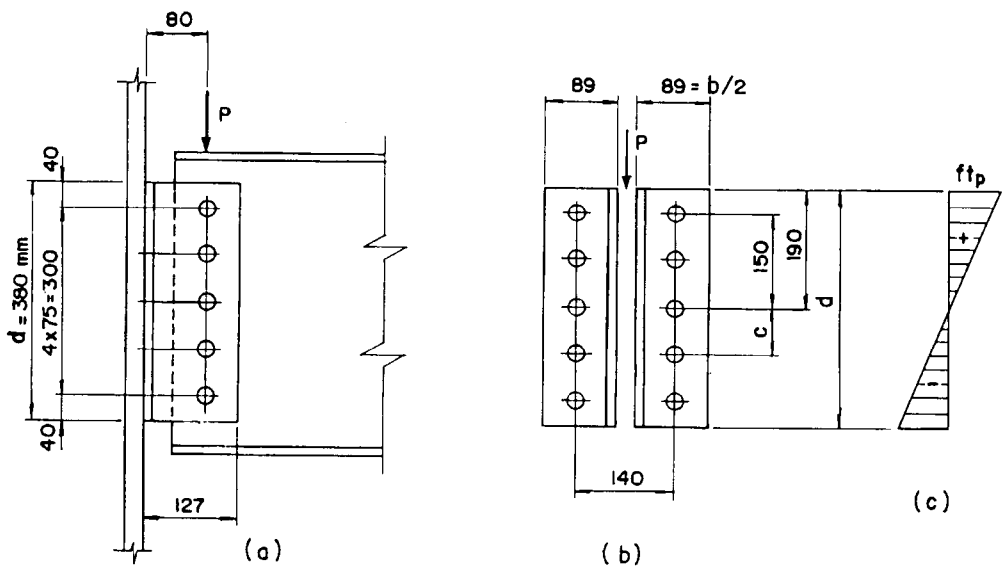


Fig. 4.21

A_p = seção bruta do parafuso = 3,88 cm²

c = espaçamento entre furos = 7,5 cm

b = largura do par de L = 2 x 8,9 =17,8 cm

1) Parafusos trabalhando a cisalhamento

Rparaf. = 10 x 2,71 (Tab. 4.1) = 27,1 tf

2) Parafusos a cisalhamento com tração

- Considerando o eixo neutro no meio do grupo de parafusos, temos:

$$ft_p = \frac{6\,m}{bd^2} = \frac{6 \cdot P \cdot 8}{17{,}8 \times 38^2} = 0{,}00187P$$

- Para os parafusos da 1.ª linha extrema superior, temos:

$$ft_p = 0{,}00187P \; \frac{15}{19} = 0{,}00147P$$

- Cálculo da força de tração T nos parafusos extremos.

$$T = ft_p \cdot b \cdot c = 0{,}00147P \cdot 17{,}8 \cdot 7{,}5 = 0{,}196P$$

$$ft = \frac{T}{Ap} = \frac{0{,}196P}{2 \times 3{,}88} = 0{,}0253P$$

- Cálculo de fv

$$fv = \frac{P}{\Sigma A_p} = \frac{P}{10 \times 3{,}88} = 0{,}0257P$$

De acordo com a Tab. 4.4, temos:

$$F't \leq 1{,}8 - 1{,}8\,fv \leq 1{,}4$$

$$F't \leq 1{,}8 - 1{,}8 \times 0{,}0257P \quad \text{fazendo } ft = Ft'$$

$$0{,}0253P \leq 1{,}8 - 0{,}0464P$$

$$P = \frac{1{,}8}{0{,}0717} = 25{,}10t \sim 27{,}1t$$

Como podemos observar, a diferença para estes casos é muito pequena, não havendo necessidade de uma verificação mais rigorosa.

CAPÍTULO 5

Cargas e combinações de carga

5.1 - Introdução

Os galpões industriais estão sujeitos a um conjunto de cargas que atuam ora isoladamente ora em combinações umas com as outras. Estas cargas devem ser levadas em conta na elaboração do memorial de cálculo de acordo com o princípio da estática das construções. Devem ser consideradas as seguintes influências de carga, além de outras que possam surgir em casos especiais:

1 - Carga permanente
2 - Cargas acidentais verticais - sobrecargas (NBR 6120)
3 - Cargas devido a pontes rolantes
4 - Cargas devido ao vento (NBR 6123/88)
5 - Cargas devido à temperatura

5.2 - Carga permanente

A carga permanente é uma carga vertical composta pelo peso próprio da estrutura e pelo peso dos materiais de acabamento, como chapas de piso, corbertura, tapamento, instalações elétricas etc. A sua correta avaliação depende acima de tudo da experiência profissional ou da facilidade de comparação com obras similares. Deve ser avaliada por por partes, à medida que se dimensionam as peças. A variação nesta avaliação deve ficar abaixo de 10%, de acordo com o prescrito nas normas, como margem de segurança. Caso contrário, dever-se-á acrescentar ou retirar o excedente e fazer nova verificação no dimensionamento.

5.3 - Cargas acidentais verticais (sobrecargas)

São as cargas que podem atuar ou não na estrutura. Em geral, em edifícios de porte pequeno e médio, fora de zonas de acúmulo de poeira, adota-se, para sobrecargas na cobertura, 15 kgf/m^2 para cobrir chuvas etc,; e para galpões em zonas siderúrgicas adota-se um mínimo de 50 kgf/m^2. A NBR 6120/80 preconiza no item 2.2.1.4 que para elementos isolados de cobertura, como terça e banzos superiores de treliça, seja feita verificação adicional para uma carga concentrada de 1,00kN = 100kgf aplicada na posição mais desfavorável, além da carga permanente. Portanto, nestes casos devem ser feitas ambas as verificações. Outras cargas eventuais podem atuar na estrutura, sendo fruto da análise do projetista.

5.4 - Cargas devidos a pontes rolantes

(baseadas no AISC/89 e NBR 8800/86) AISE nº 13

As estruturas que suportam pontes rolantes, além do efeito das cargas verticais, deverão ser verificadas para os efeitos de forças horizontais atuantes ao nível do topo do trilho,

dirigidas longitudinalmente (frenação ou aceleração da ponte, choque da ponte com o pára-choque), ou transversalmente a ele (frenação ou aceleração do trole, içamento de cargas com cabo inclinado).

5.4.1 - Forças horizontais de ponte rolante

1 - Força longitudinal = H_L

A força longitudinal a ser aplicada no topo de cada trilho, integralmente de cada lado, quando não for determinada de forma mais exata, deve ser igual a 20% da soma das cargas máximas das rodas motrizes e/ou providas de freio. Normalmente, o número de rodas motrizes é a metade do número total.

2 - Força no pára-choque = F

A força longitudinal de choque de uma ponte em cada pára-choque (batente) e a altura de sua aplicação deverão ser obtidas do fabricante da ponte. A AISE nº 13 usa uma fórmula aproximada para o cálculo desta força em cada pára-choque, com absorção de energia por meio de molas ou cilindros hidráulicos.

$F = WV^2/gT$ onde:

W = peso total da ponte, em tf, excluída a carga a ser içada
V = velocidade da ponte, em m/s. O valor de V a ser considerado será igual a 50% da velocidade máxima
g = aceleração da gravidade = 9,81 m/s²
T = comprimento de encurtamento do batente da ponte = 0,05 m

3 - Força transversal = H_T

A força transversal em cada lado (ver nota 1) deverá ser igual ao maior dos seguintes valores:

a) 10% do peso combinado da carga a ser içada mais o peso do trole e dos dispositivos de içamento;
b) 5% da soma da carga içada mais o peso total da ponte, incluindo trole e dispositivo de içamento;
c) 15% da carga içada, exceto para galpões siderúrgicos, cujos valores são dados na Tab. 5.1, adotando-se o mínimo de 20% de acordo com a AISE n.º 13 (ver nota 2).

Tipo de ponte	Força transversal % da carga içada (para cada lado)
Ponte de aciaria e laminação	20
Ponte com caçamba e eletroímã Ponte de pátio de placa e tarugos	50
Ponte de forno poço	100
Ponte de estripador	100% do peso do lingote e lingoteira

Tabela 5.1

A norma DIN estabelece como critério que a força transversal por roda seja igual a 10% da carga vertical que está atuando nela, dando valores diferentes para cada lado.

A norma Russa estabelece para a força transversal uma carga igual a 5% da carga içada mais o peso do trole, com valores iguais para cada lado.

Nota 1 - Nos casos em que as rigidez horizontal transversal da estrutura de um lado do caminho de rolamento se diferencie da do outro lado (oposto), a distribuição das forças transversais deve ser proporcional à rigidez de cada lado, usando-se o dobro dos percentuais anteriores como carga transversal total a ser distribuída.

Exemplo: 1) Rigidez igual dos dois lados 10% + 10% = 20% Metade do total para cada lado. No caso, 10% para cada lado (Fig. 5.1.a).

2) Rigidez do lado A igual ao dobro do lado B. Lado A absorve 2/3 e lado B 1/3 da força horizontal (Fig. 5.1.b).

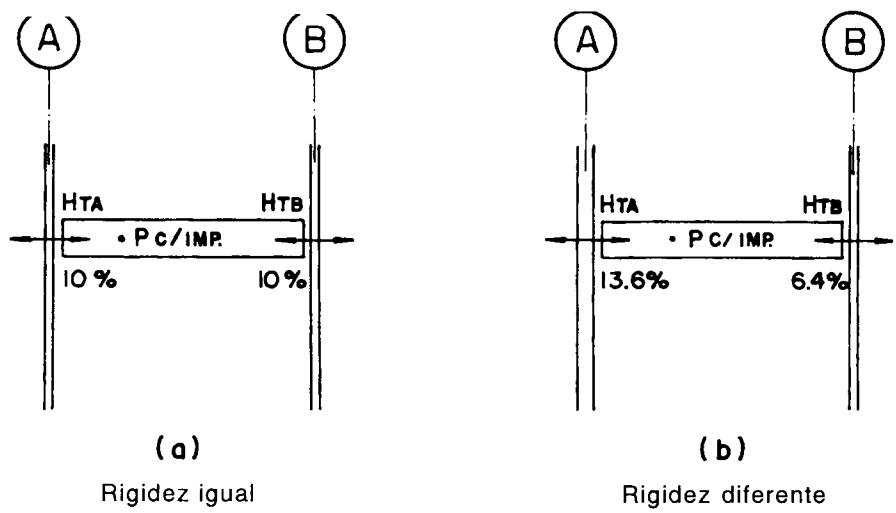


Fig. 5.1 - Distribuição de Ht de acordo com a rigidez

Nota 2 - O percentual de 15% da carga içada para cálculo do pórtico, embora não conste das Normas do AISC e NBR 8800, foi colocado baseado em nossa experiência, pois dificilmente, em termos nacionais, temos o peso do trole a tempo de calcularmos a estrutura, pois o fornecedor da ponte só a fornece quando em um estágio adiantado de projeto. Este percentual, embora simples de se calcular, cobre praticamente todos os casos, exceto os especiais de galpões siderúrgicos. As Tab. 5.2 a 5.5, elaboradas com vários percentuais de acordo com as normas AISE n.º 13, AISC, NBR 8800, DIN e Russa, demonstram o que acabamos de dizer.

5.4.2 - Impacto vertical

Para as vigas de rolamento, suas ligações e colunas, os coeficientes de impacto vertical, que devem ser considerados na majoração das cargas móveis dos pontes rolantes, são:

Para a pontes rolantes operadas da cabine: 25%

Para as pontes rolantes operadas com controle pendente: 10%

Tabela 5.2

Norma	Critério para cálculo de H_T	Carga içada (tf)	Peso trole (tf)	Peso total ponte (tf)	Cmáx. roda (tf)	Cmin. roda (tf)	n.º de rodas (tf)	H_T total pórtico (tf)	H_T roda (tf)
AISE Nº13, AISC, NBR 8800	**Ponte c/cabine**	**10**	**2,8**	**17**	**9,8**	**4,0**	**2**		
	10% (C.I + P.TR) 5% (C.I + P.Tot)	10% (10 + 2,8) = 1,28 5% (10 + 17) = 1,35				Para cada lado " " "		2,56 2,70	0,64 0,68
AISE Nº13	20% C.I.	20% (10) = 2,0				" " "		4,0	1,0
Proposta	15% C.I	15% (10) = 1,5				" " "		3,0	0,75
Russa	(C.I + P. TR)/20	5% (10 + 2,8) = 0,64				" " "		1,28	0,32
DIN	10% Cmáx. roda	10% (9,8) + 10% (4,0) = (0,98 + 0,4)						2,76	0,98
AISE Nº13, AISC, NBR-8800	**Ponte c/cabine**	**25**	**4,5**	**23**	**19**	**7,6**	**2**		
	10% (C.I + P.TR) 5% (C.I + P.Tot)	10% (25 + 4,5) = 2,95 5% (25 + 23) = 2,40				Para cada lado " " "		5,9 4,8	1,48 1,20
AISE Nº13	20% C.I	20% (25) = 5,0				" " "		10	2,5
Proposta	15% C.I	15% (25) = 3,75				" " "		7,5	1,88
Russa	(C.I + P.TR)/20	5% (25 + 4,5) = 1,475				" " "		2,95	0,74
DIN	10% Cmáx. roda	10% (19) + 10% (7,6) = (1,9 + 0,76)						5,3	1,9

C.I - Carga içada
P.TR - Peso total do trole
P.Tot - Peso total da ponte
Cmáx. roda - Carga máxima por roda

Tabela 5.3

Norma	Critério para cálculo de H_T	Carga içada (tf)	Peso trole (tf)	Peso total ponte (tf)	Cmáx. roda (tf)	Cmín. roda (tf)	n.º de rodas	H_T total pórtico (tf)	H_T roda (tf)
	Ponte c/cabine	**40/10**	**15**	**37**	**30**	**12**	**2**		
AISE Nº13, AISC, NBR 8800	10% (C.I + P.TR) 5% (C.I + P.Tot)	10% (40 + 15) = 5,5 5% (40 + 37) = 3,75				Para cada lado " " "		11,0 7,5	2,75 1,80
AISE Nº13	20% C.I.	20% (40) = 8,0				" " "		16	4,0
Proposta	15% C.I	15% (40) = 6,0				" " "		12	3,0
Russa	5% (C.I + P.TR)	5% (40 + 15) = 2,75				" " "		5,5	1,4
DIN	10% Cmáx. roda	10% (30) + 10% (12) = (3,0 + 1,2)						8,4	3,0
	Ponte c/cabine	**60/10**	**25**	**51**	**24**	**10**	**4**		
AISE Nº13, AISC, NBR 8800	10% (C.I + P.TR) 5% (C.I + P.Tot)	10% (60 + 25) = 8,5 5% (60 + 51) = 5,6				Para cada lado " " "		17 11,2	2,13 1,4
AISE Nº13	20% C.I	20% (60) = 12				" " "		24	3
Proposta	15% C.I	15% (60) = 9				" " "		18	2,25
Russa	5% (C.I + P.TR)	5% (60 + 25) = 4,25				" " "		8,50	1,06
DIN	10% Cmáx. roda	10% (24) + 10% (10) = (2,4 + 1,0) = 3,4						6,8	2,40

C.I - Carga içada
P.TR - Peso total do trole
P.Tot - Peso total da ponte
Cmáx. roda - Carga máxima por roda

Tabela 5.4

Norma	Critério para cálculo de H_T	Carga içada (tf)	Peso trole (tf)	Peso total ponte (tf)	Cmáx. roda (tf)	Cmín. roda (tf)	N.º de rodas	H_T total pórtico (tf)	H_T roda (tf)
	Pátio de bobina	**20**	**15**	**45**	**24**	**10**	**2**		
AISE Nº13, AISC, NBR 8800	10% (C.I + P.TR)	10% (20 + 15) = 3,5				Para cada lado		7	1,75
	5% (C.I + P.Tot)	5% (20 + 45) = 3,25				" " "		6,5	1,65
AISE Nº13,	20% C.I.	20% (20) = 4,0				" " "		8,0	2,0
Proposta	15% C.I	15% (20) = 3,0				" " "		6,0	1,5
Russa	5% (C.I + P.TR)	5% (20 + 15) = 1,75				" " "		3,5	0,8
DIN	10% Cmáx. roda	10% (24) + 10% (10) = (2,4 + 1,0) = 3,4						6,8	2,4
	Oficina sider	**50**	**19**	**80**	**51**	**15**	**2**		
AISE Nº13, AISC, NBR 8800	10% (C.I + P.TR)	10% (50 + 19) = 6,9				Para cada lado		13,8	3,45
	5% (C.I + P.Tot)	5% (50 + 80) = 6,5				" " "		13,0	3,25
AISE Nº13	20% C.I	20% (50) = 10				" " "		20	5,0
Proposta	15% C.I	15% (50) = 7,5				" " "		15	3,75
Russa	5% (C.I + P.TR)	5% (51 + 19) = 3,45				" " "		6,9	1,75
DIN	10% Cmáx. roda	10% (51) + 10% (15) = (5,1 + 1,5) = 6,6						13,2	5,1

C.I - Carga içada
P.TR - Peso total do trole
P.Tot - Peso total da ponte
Cmáx. roda - Carga máxima por roda

Tabela 5.5

Norma	Critério para cálculo de HT	Carga içada (tf)	Peso trole (tf)	Peso total ponte (tf)	Cmáx. roda (tf)	Cmín. roda (tf)	N.º de rodas	HT total pórtico (tf)	HT roda (tf)
	Ponte s/cabine	**10**	**1,7**	**11**	**7,9**	**3,0**	**2**		
AISE Nº13, AISC, NBR 8800	10% (C.I + P.TR) 5% (C.I + P.Tot)	10% (10 + 1,7) = 1,17 5% (10 + 11) = 1,05				Para cada lado " " "		2,34 2,10	0,58 0,52
AISE Nº13,	20% C.I.	20% (10) = 2,0				" " "		4,0	1,0
Proposta	15% C.I	15% (10) = 1,5				" " "		3,0	0,75
Russa	(C.I + P.TR)/20	5% (10 + 1,7) = 0,58				" " "		1,16	0,29
DIN	10% Cmáx. roda	10% (7,9) + 10% (3,0) = (0,79 + 0,3) =1,09						2,18	0,79
	Ponte s/cabine	**20**	**2,4**	**18,3**	**15**	**4,0**	**2**		
AISE Nº13, AISC, NBR 8800	10% (C.I + P.TR) 5% (C.I + P.Tot)	10% (20 + 2,4) = 2,24 5% (20 + 18,3) = 1,92				Para cada lado " " "		4,48 3,84	1,12 0,96
AISE Nº13	20% C.I	20% (20) = 4,0				" " "		8,0	2,0
Proposta	15% C.I	15% (20) = 3,0				" " "		6,0	1,5
Russa	(C.I + P.TR)/20	5% (20 + 1,7) = 1,08				" " "		2,17	0,54
DIN	10% Cmáx. roda	10% (15) + 10% (4,0) = (1,5 + 0,4) = 1,9						3,8	1,5

C.I - Carga içada
P.TR - Peso total do trole
P.Tot - Peso total da ponte
Pmáx. roda - Carga máxima por roda

5.4.3 - Combinações de pontes rolantes para cálculo de vigas de rolamento e de estruturas suportes

As recomendações a seguir são fruto de experiência profissional, além de serem apoiadas na AISE n.º 13, Steel Designers HandBook e Recomendações Inglesas, que, se bem analisadas pelo projetista, poderão dar origem a um projeto mais econômico e sem perda de segurança.

5.4.3.1 - Edifícios de uma nave

Somente uma ponte rolante, considerar: a carga vertical com impacto e as forças transversal e longitudinal máxima, na posição mais desfavorável. Independente das verificações a seguir, esta consideração deve ser sempre analisada.

Para o caso de duas ou mais pontes que correm sobre o mesmo caminho de rolamento e eventualmente vão trabalhar juntas ou próximas, considerar:

1) Se as pontes vão trabalhar juntas para içarem uma carga maior do que a capacidade de uma delas ou porque as condições assim o exigirem, considerar: a carga vertical sem impacto e 50% das forças transversal e longitudinal máximas, na posição que provoque os maiores esforços. Esta proposição é plenamente justificada, pois o trabalho conjunto de duas pontes é realizado muito lentamente (Fig. 5.2).

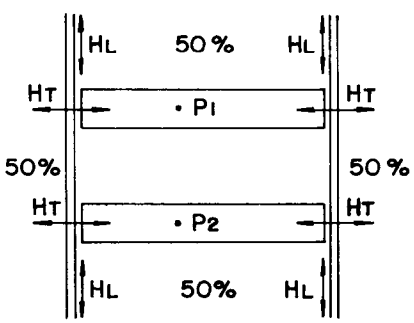


Fig. 5.2 - Consideração de cargas para duas pontes juntas

2) Se as pontes com capacidades iguais ou diferentes podem atuar muito próximas, considerar: a ponte mais carregada, com força transversal e longitudinal máxima e as demais pontes carregadas, sem forças horizontais, na posição mais desfavorável do conjunto. Não considerar impacto vertical (Fig. 5.3.a). Esta posição também é plenamente entendida, pois a probabilidade desta ocorrência é muito remota, exceto em alguns casos em que as condições de operação justifiquem um tratamento mais rigoroso, como é o caso de pátio de placas em usinas siderúrgicas, em que se deve considerar a ponte mais carregada com impacto vertical (Fig. 5.3.b).

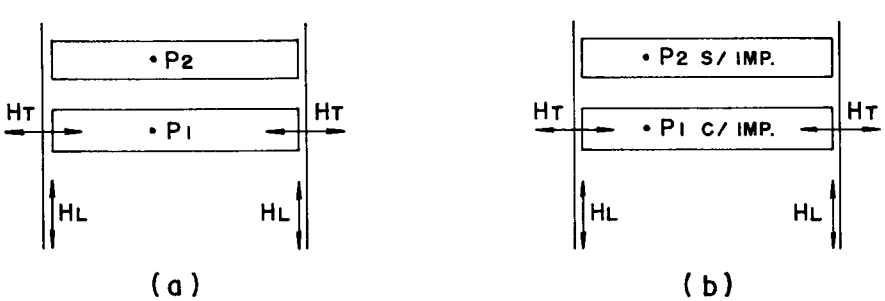


Fig. 5.3 - Consideração de cargas para duas pontes próximas

Para verificação à *fadiga,* considerar somente uma ponte rolante com impacto e 50% da força horizontal transversal.

5.4.3.2 - Edifícios de duas ou mais naves

No caso de galpões com mais de duas naves, fazer uma análise conjunta em somente duas naves, procurando-se as piores solicitações. Um exemplo é fornecido na Fig. 5.4.a.

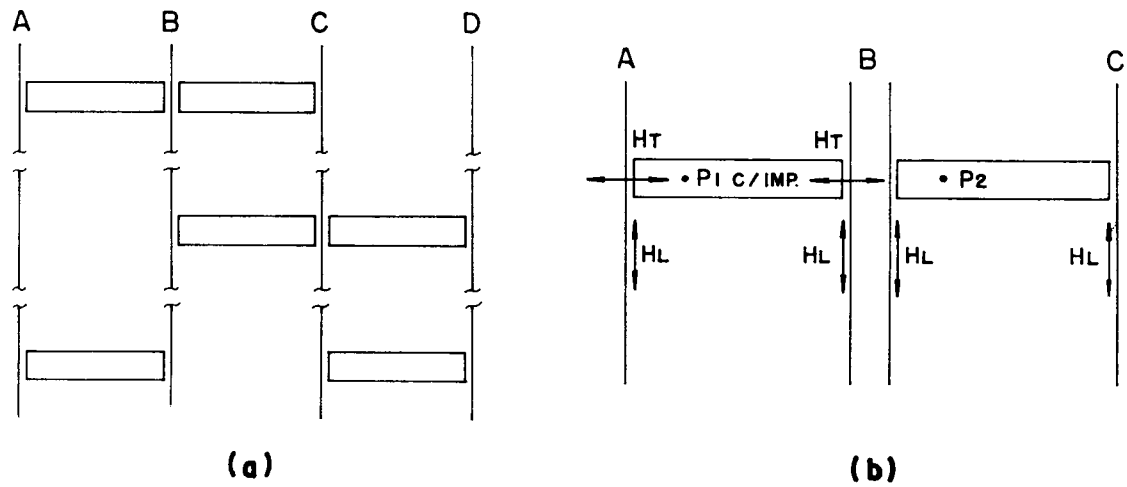


Fig. 5.4 - Considerações de cargas para duas naves ou mais, com uma ponte em cada nave

Uma ponte em uma nave e uma ponte na nave adjacente, estando as vigas conectadas de forma a resistirem às forças horizontais, considerar: o impacto vertical e as forças transversais da ponte que causem as maiores solicitações e a outra ponte carregada, sem impacto e sem força transversal. A força longitudinal deverá ser calculada para ambas (Fig. 5.4.b).

Uma ou duas pontes em uma nave e uma ou duas pontes na nave adjacente, considerar: a carga vertical máxima por roda com impacto vertical e as forças horizontais transversal e longitudinal da ponte que provoquem as maiores solicitações. As demais pontes carregadas, sem nenhuma força horizontal (Fig. 5.5.a,b). Em todos os casos não se deve deixar de verificar os efeitos de uma ponte isolada em cada nave.

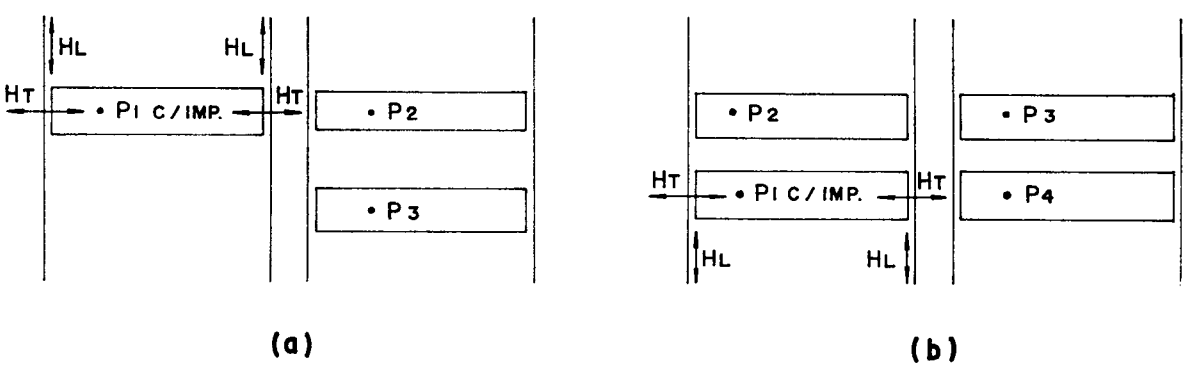


Fig. 5.5 - Considerações de cargas para duas naves ou mais, com várias pontes

b) a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores "S_1", "S_2" e "S_3" para ser obtida a velocidade característica do vento, "V_k", para a parte da edificação em consideração, de acordo com 5.5.1.2, 5.5.1.3 e 5.5.1.4;

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3$$

c) a velocidade característica do vento permite determinar a *pressão dinâmica* "q" pela expressão:

$$q = v_k^2/16$$

sendo: q em kgf/m² e V_k em m/s

$$q = 0{,}613\ v_k^2$$

sendo: q em N/m² e V_k em m/s

2 - Coeficiente de pressão

Como a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo, os coeficientes de pressão são dados para superfícies externas e superfícies internas. Para os fins da NBR-6123, entende-se por pressão efetiva, "Δp" em um ponto da superfície de uma edificação, o valor definido por:

$$\Delta P = \Delta P_e - \Delta P_i$$

sendo: ΔP_e - pressão efetiva externa
ΔP_i - pressão efetiva interna

Portanto:

$$\Delta P = (c_{pe} - c_{pi})\ q,$$

sendo: c_{pe} - coeficiente de pressão externa $c_{pe} = \Delta P_e / q$

c_{pi} - coeficiente de pressão interna $c_{pi} = \Delta P_i / q$

Valores positivos dos coeficientes de pressão externa ou interna correspondem a sobrepressões e valores negativos correspondem a sucções.

Um valor positivo "Δp" indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sobrepressão externa e um valor negativo para "Δp" indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sucção externa.

3 - Coeficiente de forma

A força do vento sobre um elemento plano de edificação de área "A" atua em direção perpendicular a ele, sendo dado por:

$$F = F_e - F_i,$$

sendo: F_e - força externa à edificação, agindo na superfície plana de área "A".

F_i - força interna à edificação, agindo na superfície plana de área "A".

Portanto:

$$F = (C_e - C_i)\ qA,$$

sendo: C_e - coeficiente de forma externo $C_e = F_e/qA$;

C_i - coeficiente de forma interno $C_i = F_i/qA$.

Valores positivos dos coeficientes de forma externo e interno correspondem a sobrepressões e valores negativos correspondem a sucções.

Um valor positivo para "F" indica que esta força atua para o interior e um valor negativo indica que esta força atua para o exterior da edificação.

Para os casos previstos na NBR 6123 "$C_i = c_{pi}$", o que significa que a pressão interna é considerada uniformemente distribuída no interior da edificação.

5.5.1 - Velocidade característica do vento

5.5.1.1 - Velocidade básica do vento V_o

V_o = velocidade básica do vento, que é a velocidade de uma rajada de três segundos de duração ultrapassada em média uma vez em 50 anos, a 10 m de altura, em campo aberto e plano.

As velocidades básicas V_o foram determinadas por processo estatístico, com base nos valores de velocidades máximas anuais medidas em cerca de 49 cidades brasileiras, compreendendo o período de 1954 a 1974, além de diversas considerações de caráter estatístico, usando um período de recorrência de 50 anos, que representa a vida útil média de uma edificação. A NBR 6123 desprezou as velocidades V_o inferiores a 30 m/s. Considerou-se que o vento básico possa atuar em qualquer direção com igual probabilidade e sempre no sentido horizontal. A Fig. 5.7 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica, no Brasil, com intervalos de 5 m/s.

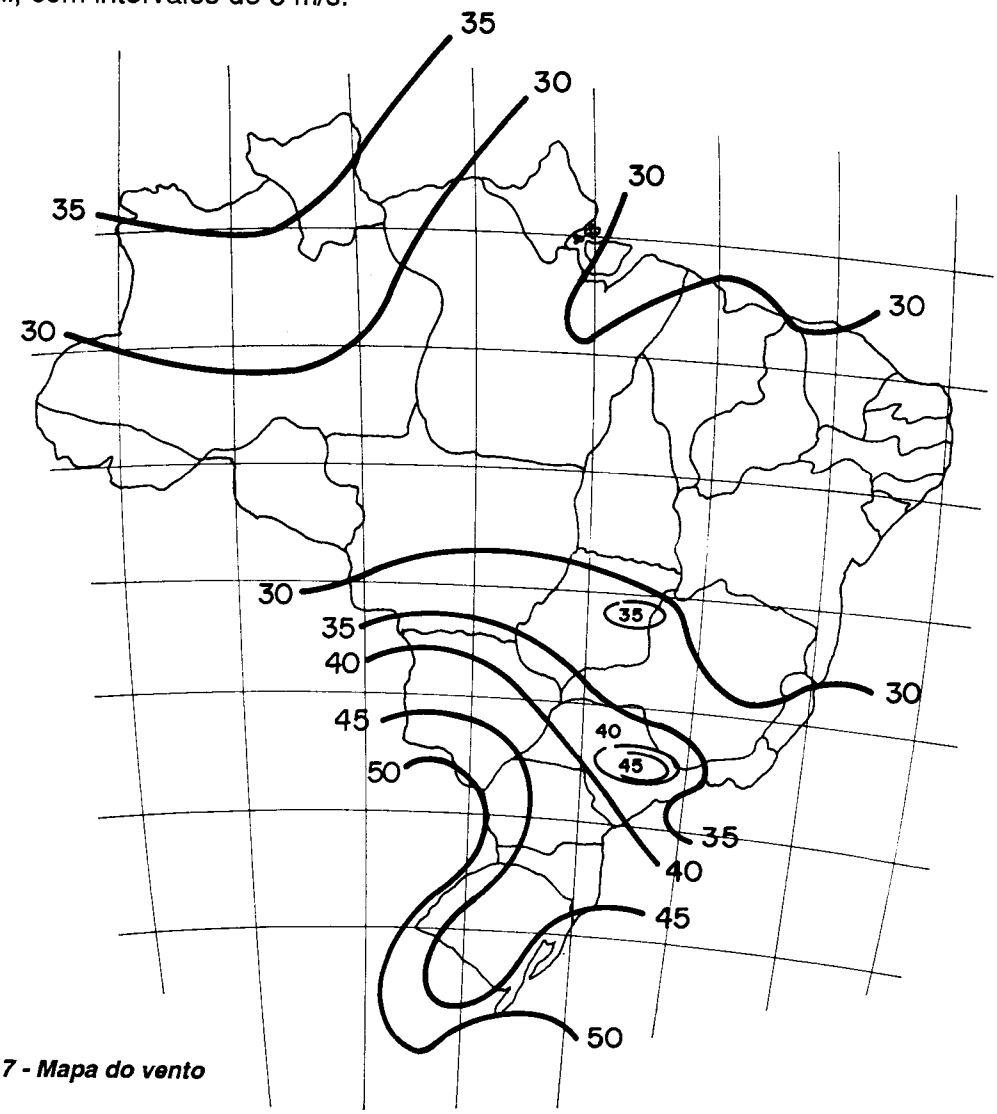


Fig. 5.7 - Mapa do vento

5.5.1.2 - Fator topográfico S_1

S_1 = fator topográfico, que leva em consideração as grandes variações na superfície do terreno, ou seja, acelerações encontradas perto de colinas, proteções conferidas por vales profundos e os efeitos de afunilamento em vales. O fator topográfico S_1 é determinado do seguinte modo:

Tabela 5.6

Caso	Topografia	S_1
a)	Terreno plano ou fracamente acidentado	1,0
b)	Taludes e morros: taludes e morros alongados, nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Fig. 5.8 No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes)	1,0
c)	Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção	0,9

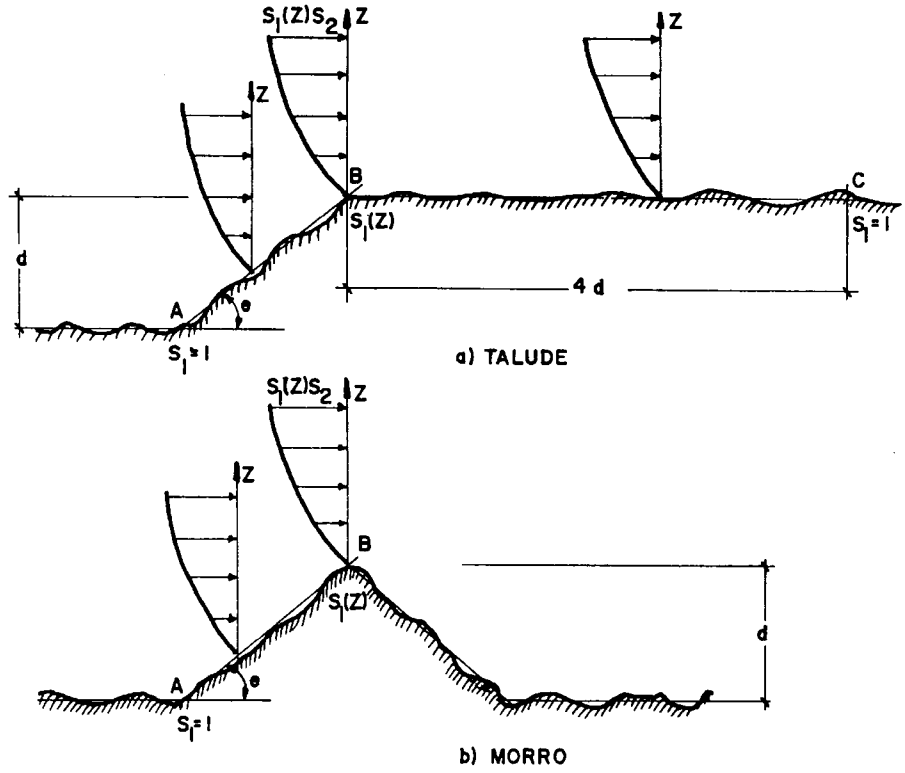


Fig. 5.8 - Fator topográfico $S_1(z)$

No ponto B [S_1 é uma função S_1 (z)]:

$\Theta \leq 3^\circ$: $S_1(z) = 1{,}0$

$6^\circ \leq \Theta \leq 17^\circ$: $S_1(z) = 1{,}0 + (2{,}5 - \frac{z}{d})\ \mathrm{tg}\ (\Theta - 3^\circ) \geq 1$

$\Theta \geq 45^\circ$: $S_1(z) = 1{,}0 + (2{,}5 - \frac{z}{d})\ 0{,}31 \geq 1$

Interpolar linearmente para $3^\circ < \Theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \Theta < 45^\circ$

Entre A e B e entre B e C o fator S_1 é obtido por interpolação linear.

5.5.1.3 - Fator de rugosidade S_2

S_2 = fator que depende das condições de vizinhança da construção (rugosidade), da altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou do elemento em consideração. O fator S_2 (Tab. 5.7) considera o efeito combinado de três parâmetros, como já se disse. Em ventos fortes, a sua velocidade aumenta com a altura H acima do terreno e este aumento depende da rugosidade (número e dimensão dos obstáculos naturais ou artificiais) do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. O intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, sendo que as edificações pequenas e os elementos componentes de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração (mais velozes) do que grandes edificações. Quanto à rugosidade, a Norma considera cinco categorias:

Categoria I - Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medidas na direção e no sentido do vento incidente.
Exemplos: mar calmo; lagos e rios; pântanos sem vegetação.

Categoria II - Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, como árvores e edificações baixas.

Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III - Terrenos planos ou ondulados com obstáculos como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos; fazendas com sebes e/ou muros; subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstácuos é considerada igual a 10 m.

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores, que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

Categoria V - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

5.5.1.4 - Dimensões da edificação

A velocidade do vento varia continuamente e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (três segundos) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 m na direção do vento médio. Quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, maior a distância abrangida pela rajada.

Para a definição das partes da edificação a considerar na determinação das ações do vento, é necessário considerar características construtivas ou estruturais que originam pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, como:

- edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;

- edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento, e por isso com pouca capacidade de redistribuição de cargas.

Foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, três, cinco e dez segundos:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais da estrutura sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 e 50 metros.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical exceda 50 metros.

Para toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 metros, o intervalo de tempo correspondente poderá ser determinado de acordo com as indicações do Anexo A da NBR 6123/1988.

Tabela 5.7 - Fator "S_2" - Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno

h (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,83	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

5.5.1.5 - Fator estatístico S_3

O fator estatístico S_3 fixado na Tabela 5.8 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, tendo por base o período de recorrência de 50 anos para determinação da velocidade de V_O e a probabilidade de 63% de que esta velocidade seja igualada ou excedida nesse período.

Tabela 5.8

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos Grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

5.5.2 - Coeficientes aerodinâmicos para edificações correntes

Ao incidir sobre uma edificação, o vento, devido a sua natureza, provoca pressões ou sucções; essas sobrepressões ou sucções são apresentadas em forma de tabelas na NBR 6123, assim como em normas estrangeiras, e dependem exclusivamente da forma e da proporção da construção e da localização das aberturas.

O exemplo mais simples seria aquele do vento atingindo perpendicularmente uma placa plana, conforme a Fig. 5.9, na qual, na face a barlavento, o coeficiente de pressão na zona central chega a +1,0, decrescendo para as bordas, e é constante e igual a 0,5 na face a sotavento; assim sendo, esta placa estaria sujeita a uma pressão total, na zona central, de cp = 1,5 = 1,0 - (-0,5).

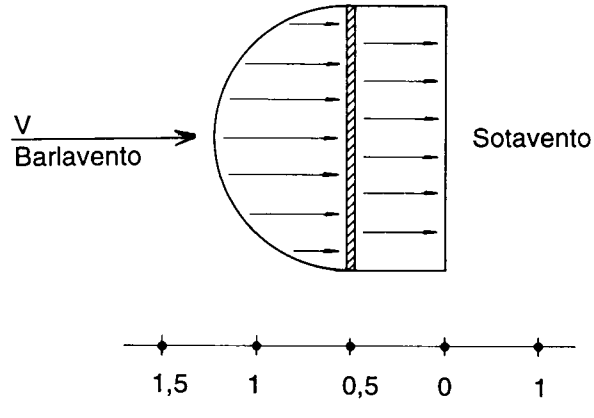


Fig. 5.9

Assim sendo, as normas nada mais fazem do que apresentar tabelas e gráficos dessas pressões ou sucções, mediante os denominados coeficientes de pressão, tanto externos c_{pe} quanto internos c_{pi}; e de forma C_e e C_i externos e internos, respectivamente.

5.5.2.1 - Coeficientes de pressão e de forma, externos

1 - Valores dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para diversos tipos de edificação e para áreas críticas do vento são dados nas Tabelas 5.9 a 5.14. Superfícies em que ocorrem variações consideráveis de pressão foram subdivididas e coeficientes são dados para cada uma das partes.

2 - Zonas com altas sucções aparecem junto às arestas de paredes e de telhados e têm sua localização dependendo do ângulo de incidência do vento. Portanto, estas sucções elevadas não aparecem simultaneamente em todas estas zonas, para as quais as tabelas apresentam valores médios de coeficientes de pressão externa (c_{pe} médio). Estes coeficientes devem ser usados somente para o cálculo das forças do vento nas respectivas zonas, aplicando-se ao dimensionamento, verificação e ancoragem de "elementos de vedação e da estrutura secundária".

3 - Para o cálculo de elementos de vedação e de suas fixações a peças estruturais, deve ser usado o fator S_2, correspondente à classe A, com o valor de C_e ou C_{pe} médio aplicável à zona em que se situa o respectivo elemento.

Para o cálculo das peças estruturais principais, deve ser usado o fator S_2 correspondente à classe A, B ou C, com o valor de C_e aplicável à zona em que se situa a respectiva peça estrutural.

5.5.2.2 - Coeficiente de pressão interna

Item especial foi dedicado ao denominado coeficiente de pressão interno, que depende da permeabilidade das paredes relacionadas com a maior ou menor área da abertura que uma edificação possui. Esse índice é definido pela relação entre a área das aberturas existentes em cada parte da edificação e a área total da parte correspondente.

A permeabilidade é devida à presença de aberturas como juntas, painéis de vedação e entre telhas, frestas em portas e janelas, ventilação em telhas e telhados, vãos abertos de portas e janelas, chaminés, lanternins etc.

A NBR 6123 considera impermeáveis lajes e cortinas de concreto armado ou protendido, paredes de alvenaria, de pedra, de tijolos, de blocos de concreto e afins, sem portas, janelas ou quaisquer outras aberturas. Os demais elementos construtivos são considerados permeáveis.

As experiências com modelos (Whitbread e Packer) mostraram que com 1% de permeabilidade a construção deve ser considerada com "grandes aberturas". O índice de permeabilidade de uma parte da edificação é definido pela relação entre a área das aberturas e a área total desta parte. Esse índice deve ser determinado com toda a precisão possível. Como indicação geral, o índice de permeabilidade típico de uma edificação para moradia ou escritório, com todas as janelas e portas fechadas, está compreendido entre 0,01% e 0,05%. Excetuado-se o caso de abertura dominante, nenhum índice de permeabilidade de parede ou água de cobertura pode ultrapassar 30%. A determinação deste índice deve ser feita com prudência, tendo em vista que alterações na permeabilidade, durante a vida útil da edificação, podem conduzir a valores mais nocivos de carregamento.

Para fins da NBR 6123/88, abertura dominante é uma abertura cuja área é igual ou superior à área total das outras aberturas que constituem a permeabilidade considerada sobre toda a superfície externa da edificação (inclui a cobertura, se houver forro permeável ao ar ou na ausência de forro). Esta abertura dominante pode ocorrer por acidente, como a ruptura de vidros fixos causada pela pressão do vento (sobrepressão ou sucção), por objetos lançados pelo vento ou por outras causas.

Para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Neste caso, devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna c_{pi}:

a) Construções com duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis;

a.1) Para vento perpendicular a uma face permeável - $c_{pi} = + 0,2$

a.2) Para vento perpendicular a uma face impermeável - $c_{pi} = -0,30$

Esquematicamente:

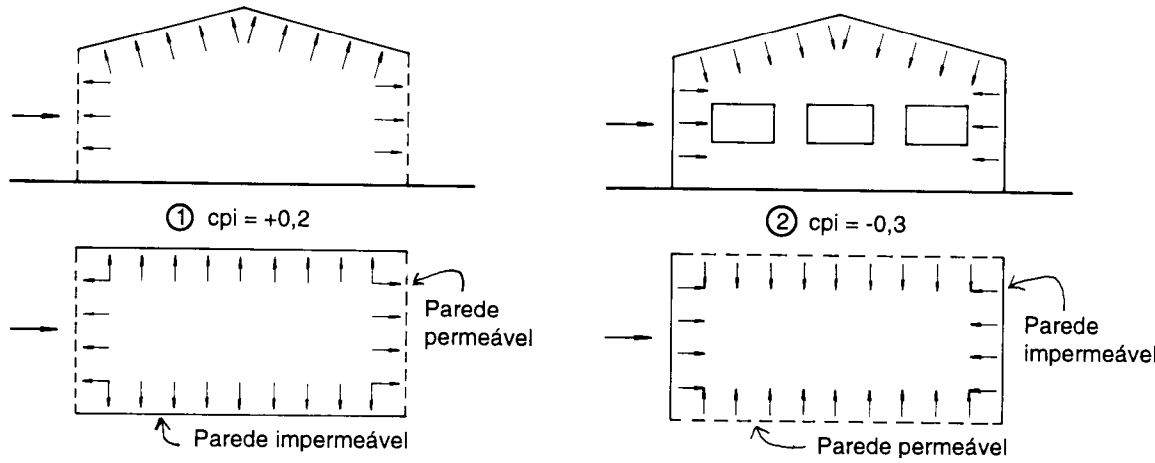


Fig. 5.10

b) Construções com quatro faces igualmente permeáveis;
$c_{pi} = -0,30$ ou $c_{pi} = 0$ (considerar o mais nocivo).

Obs.: Se as quatro faces forem impermeáveis, não há pressão interna.

c) Construções com permeabilidade igual em todas a faces, exceto por uma abertura dominante em uma delas:

c.1) Abertura dominante na face de barlavento;

Os valores de c_{pi} são funções da relação entre a área de todas as aberturas (A_d) na face a barlavento e a área total das aberturas em todas as faces (paredes e cobertura) submetidas a sucções externas (A_s).

Ad/As	cpi
1,0	+ 0,1
1,5	+ 0,3
2,0	+ 0,5
3,0	+ 0,6
≥ 6,0	+ 0,8

Esquematicamente temos:

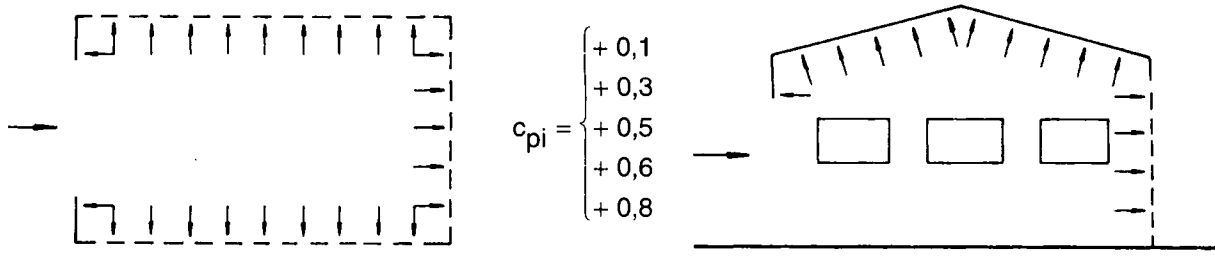


Fig. 5.11

c.2) Abertura dominante na face de sotavento;
$c_{pi} = C_e$

Adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e, correspondente a esta face (Tab. 5.9).

Esquematicamente temos:

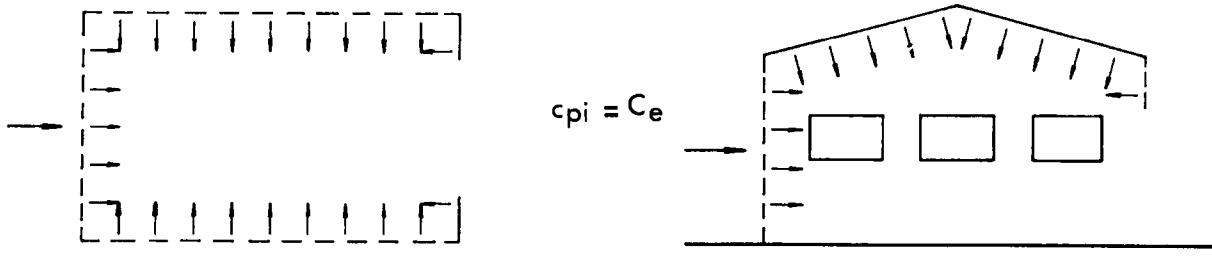


Fig. 5.12

c.3) Abertura dominante situada em face paralela à direção do vento;
c.3.1) Abertura fora da zona de alto valor de c_{pe}
$c_{pi} = C_e$

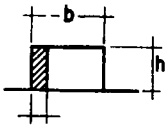
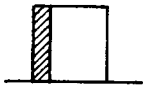
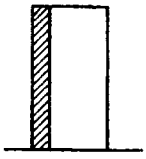
Adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e, correspondente ao local de abertura nesta face (Tab. 5.9).

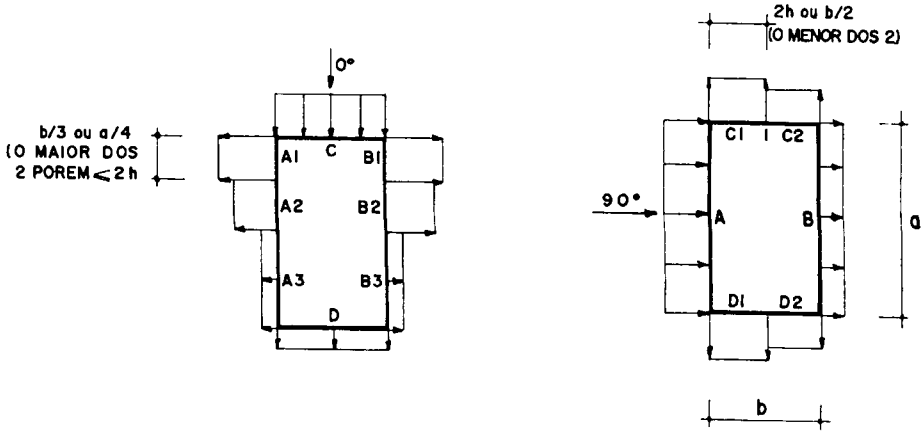
c.3.2) Abertura dominante situada em zona de alta sucção externa.

Os valores de c_{pi} dependem da relação entre a área da abertura dominante (A_d) e a área total das outras aberturas situadas nas faces com sucção externa (A_s).

A_d/A_s	c_{pi}
< 0,25	- 0,4
0,50	- 0,5
0,75	- 0,6
1,00	- 0,7
1,50	- 0,8
≥ 3,00	- 0,9

Tabela 5.9 - Coeficiente de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

Altura relativa		Valores de C_e para								C_{pe} médio
		$\alpha = 0°$				$\alpha = 90°$				
		A_1 e β_1	A_2 e β_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 0,2 b ou h (o menor dos 2) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



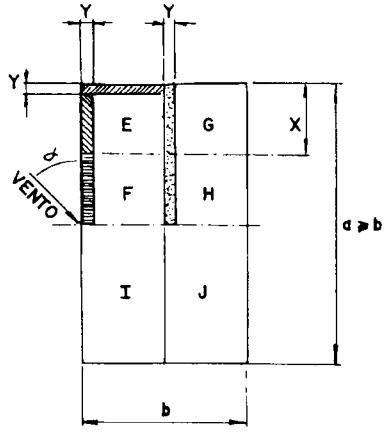
Notas: Para a/b entre 3/2 e 2, interpolar linearmente.

b) Para vento a 0°, nas partes A_3 e B_3 o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:
Para a/b = 1: mesmo valor das partes A_2 e B_2
Para a/b ≥ 2: C_e = -0,2
Para 1 < a/b > 2: interpolar linearmente

c) Para cada uma das duas incidências do vento (0° ou 90°) o coeficiente de pressão médio externo, c_{pe} médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a 0,2 b ou h, considerando-se o menor destes dois valores.

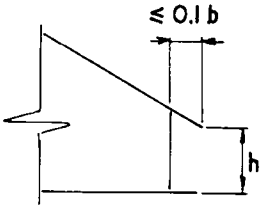
Tabela 5.10 - Coeficiente de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, de edificações de planta retangular

Altura relativa	Graus	C_e				C_{pe} médio			
		α = 90°		α = 0°					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,0
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50	+2,0	-0,5	-0,8	-0,7				
	60	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				



x = b/3 ou a/4
tomar o maior
dos 2,
porém ≤ 2 h

y = h ou 0,15 b
tomar o menor
dos dois valores



DETALHE I

Notas:

a) O coeficiente de forma "C_e" na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

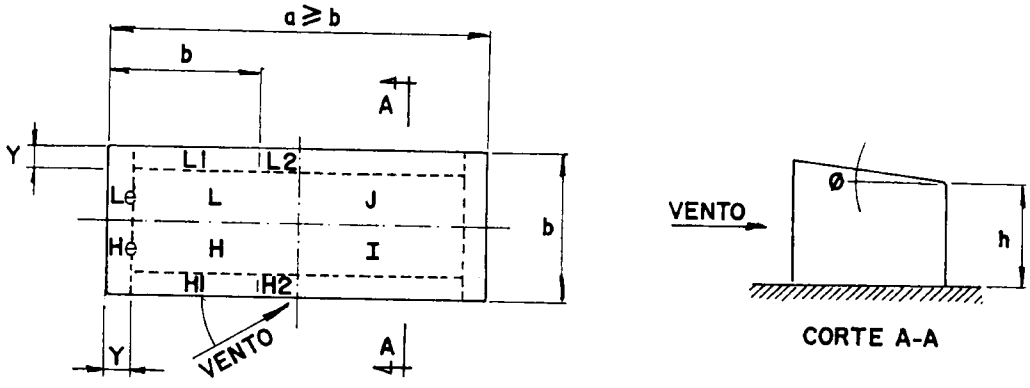
b) Nas zonas em torno de partes da edificação, saliente ao trabalho (chaminés, reservatórios, torres etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma C_e = - 1.2, até uma distância igual à metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.

c) Na cobertura da lanternins C_{pe} médio = - 2,0.

d) Para vento a 0°, nas partes I e J o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

a/b = 1: mesmo valor das partes F e H; a/b $\geq$ 2: C_e = -0,2. Interpolar linearmente para valores intermediários de a/b.

Tabela 5.11 - Coeficiente de pressão e de forma, externos, para telhados com uma água de edificações de planta retangular, com h/b < 2



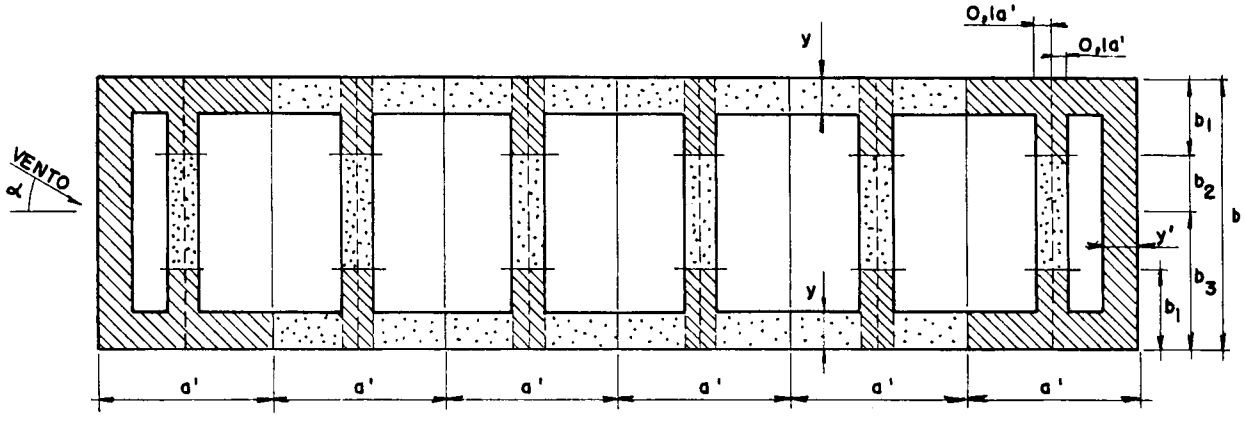
y = h ou 0,15 b (tomar o menor dos dois valores).
As superfícies H e L referem-se a todo o quadrante.

	Valores de C_e para ângulo de incidência do vento de:										C_{pe} médio					
	90°(c)		45°		0°		-45°		-90°							
Ø	H	L	H	L	H e L (a)	H e L (b)	H	L	H	L	H1	H2	L1	L2	He	Le
5°	-1,0°	-0,5	-1,0	-0,9	-1,0	-0,5	-0,9	-1,0	-0,5	-1,0	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5	-2,0	-2,0
10°	-1,0	-0,5	-1,0	-0,8	-1,0	-0,5	-0,8	-1,0	-0,4	-1,0	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5	-2,0	-2,0
15°	-0,9	-0,5	-1,0	-0,7	-1,0	-0,5	-0,6	-1,0	-0,3	-1,0	-1,8	-0,9	-1,8	-1,4	-2,0	-2,0
20°	-0,8	-0,5	-1,0	-0,6	-0,9	-0,5	-0,5	-1,0	-0,2	-1,0	-1,8	-0,8	-1,8	-1,4	-2,0	-2,0
25°	-0,7	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,3	-0,9	-0,1	-0,9	-1,8	-0,7	-0,9	-0,9	-2,0	-2,0
30°	-0,5	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,1	-0,6	0	-0,6	-1,8	-0,5	-0,5	-0,5	-2,0	-2,0

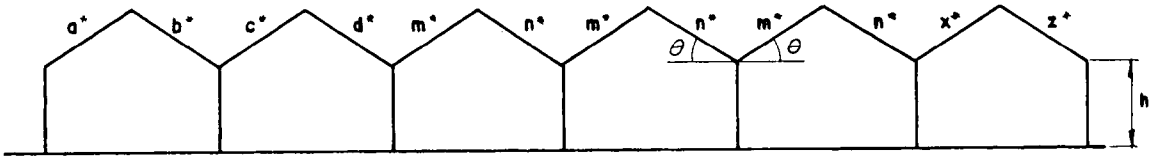
(a) Até uma profundidade igual a b/2
(b) De b/2 até a/2
(c) Considerar valores simétricos do outro lado do eixo de simetria paralelo ao vento.

Nota: Para vento a 0°, nas partes I e J (que se referem aos respectivos quadrantes) o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores: a/b = 1, mesmo valor das partes H e L, a/b = 2 C_e = -0,2. Interpolar linearmente para valores intermediários de a/b.

Tabela 5.9 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos de tramos iguais com h ≤ a' telhados simétricos



y = h ou 0,1 b (tomar o menor dos dois valores)
y' = h ou 0,1 b ou 0,25 a' (tomar o menor dos três valores)
$b_1 = b_2 = h$

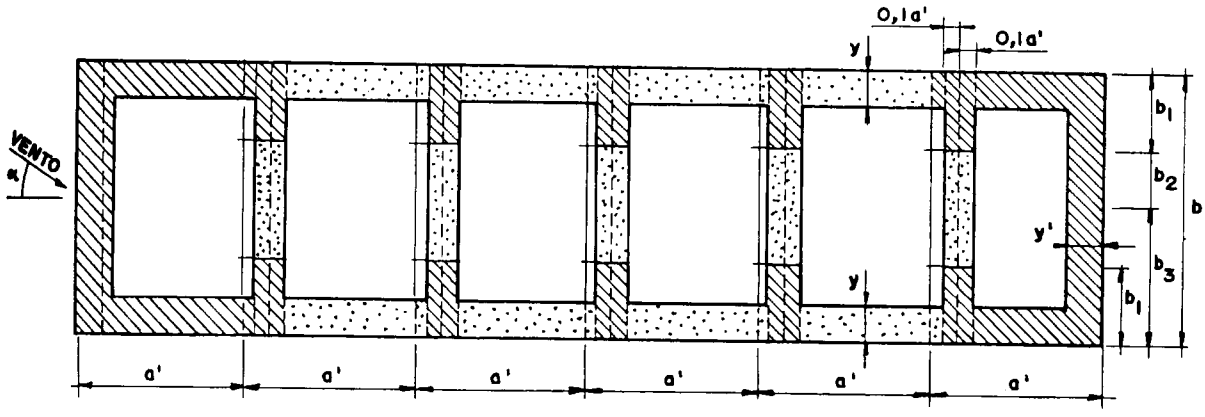


Inclinação do telhado Θ	Ângulo de incidência do vento α	C_e Primeiro tramo a*	Primeiro tramo b*	Primeiro tramo intermediário c*	Primeiro tramo intermediário d*	Demais tramos intermediários m*	Demais tramos intermediários n*	Último tramo x*	Último tramo z*	C_{pe} médio
5°	0°	-0,9	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	
10°	0°	-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	
15°	0°	-0,9	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5	-2,0 -1,5
20°	0°	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5	
30°	0°	-0,2	-0,6	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,5	
45°	0°	+0,3	-0,6	-0,6	-0,4	-0,2	-0,4	-02	-0,5	

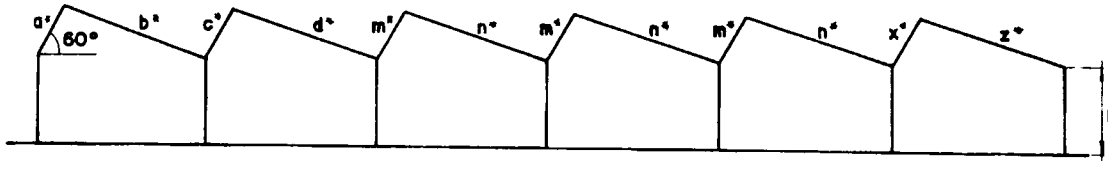
Inclinação do telhado Θ	Ângulo de incidência do vento α	C_e na distância: b_1	b_2	b_3
≤45°	90°	-0,8	-0,6	-0,2

Nota: Ver notas da Tabela 5.10.

Tabela 5.13 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos assimétricos de tramos iguais, com água menor inclinada de 60° e com h ≤ a'



y = h ou 0, 1b (tomar o menor dos dois valores)
y'= h ou 0, 1b ou 0,25 a' (tomar o menor dos três valores)
$b_1 = b_2 = h$



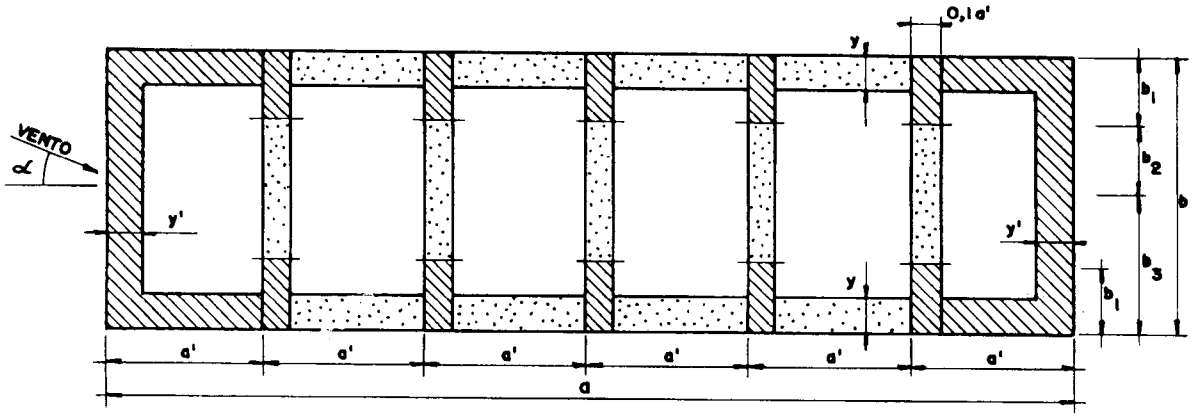
Ângulo de incidência do vento	C_e								c_{pe} médio	
	Primeiro tramo		Primeiro tramo intermediário		Demais tramos intermediários		Último tramo		①	②
α	a*	b*	c*	d*	m*	n*	x*	z*		
0°	+0,6	-0,7	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	-0,3	-2,0	-1,5
180°	-0,5	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-0,6	-0,6	-0,1		

Ângulo de incidência do vento	C_e na distância		
α	b_1	b_2	b_3
90°	-0,8	-0,6	-0,2

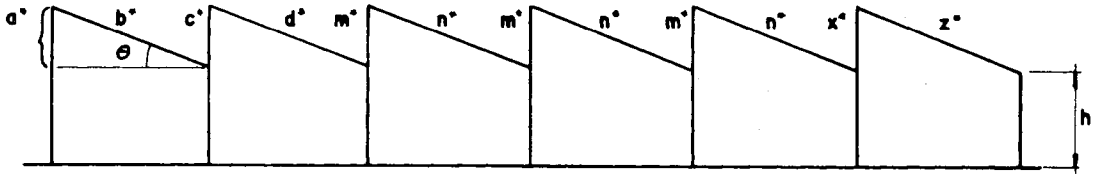
Notas: a) Força de atrito para α = 0°, as forças horizontais de atrito já estão consideradas nos valores da Tabela:
para α = 90°, as forças horizontais de atrito devem ser determinadas de acordo com NBR 6123/88 item 6.4.

b) Informações sobre telhados múltiplos são ainda incompletas. Casos diferentes dos considerados nas Tabelas 5.12 a 5.14 devem ser estudados especificamente.

Tabela 5.11 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos com uma água vertical, de tramos iguais



y = h ou 0, 1b (tomar o menor dos dois valores)
y'= h ou 0, 1b ou 0,25 a' (tomar o menor dos três valores)
$b_1 = b_2 = h$



Inclinação do telhado	Ângulo de incidência do vento	C_e								C_{pe} médio	
		Primeiro tramo		Primeiro tramo intermediário		Demais tramos intermediários		Último tramo			
Θ	α	a*	b*	c*	d*	m*	n*	x*	z*		
10°	0°	+0,6	-0,6	-0,5	-0,2	+0,2	-0,2	+0,2	-0,2	-2,0	-1,5
	180°	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	+0,2	-0,2	-0,4	-0,2		
15°	0°	+0,6	-0,7	-0,6	-0,2	+0,1	-0,2	+0,1	-0,3		
	180°	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	-0,5	-0,2		
30°	0°	+0,7	-0,7	-0,6	-0,4	+0,1*	-0,2	+0,1	-0,2		
	180°	-0,2	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,1+	-0,6	+0,1		

* C_e = - 0,3 no 2º tramo intermediário; C_e = -0,5 no útimo tramo intermediário

Ângulo de incidência do vento	Inclinação do telhado	C_e na distância		
α	Θ	b_1	b_2	b_3
90°	10°	-0,8	-0,6	-0,2
	15°			
	30°	-0,9	-0,6	-0,3

Tabela 5.15 - Quadro de resumo dos valores de Cp_i

Caso			Esquema	Cpi	Observ.
a	a.1		Parede permeável Parede impermeável	+0,2	
	a.2			-0,3	
b				-0,3 ou 0	
c	c.1.		A_s = abertura das faces de sucção A_d = abertura dominante	+0,1 +0,3 +0,5 +0,6 +0,8	Ad/As = 1,0 1,5 2,0 3,0 ≥6,0
	c.2.			C_e (Tab. 5.9)	
	c.3	c.3.1.		Ce (Tab. 5.9)	
		c.3.2		-0,4 -0,5 -0,6 -0,7 -0,8 -0,9	Ad/As ≤0,25 0,50 0,75 1,00 1,50 ≥3,00
d			Probabilidade desprezível de ocorrência de abertura dominante com ventos fortes	-0,2 ou 0	usar sempre o mais desfavorável
e	e.1		pelo menos c/uma extremidade (topo) aberta	-0,8	h/d ≥0,30
	e.2.			-0,5	h/d < 0,30

5.5.3 - Coberturas isoladas a águas planas

1) Nas coberturas isoladas, isto é, nas coberturas sobre suportes de reduzidas dimensões, e que por este motivo não constituem obstáculo significativo ao fluxo de ar, a ação do vento é exercida diretamente sobre as faces superior e inferior da cobertura.

2) Para coberturas isoladas a uma ou duas águas planas em que a altura livre entre o piso e o nível da aresta horizontal mais baixa da cobertura satisfaça as condições do item 3, e

para vento incidindo perpendicularmente à geratriz da cobertura, aplicam-se os coeficientes indicados nas Tabelas 5.16 e 5.17. Estas tabelas fornecem os valores e os sentidos dos coeficientes de pressão, os quais englobam as ações que se exercem perpendicularmente às duas faces da cobertura. Nos casos em que são indicados dois carregamentos, as duas situações respectivas de forças devem ser consideradas independentemente.

3) Os coeficientes das Tabelas 5.16 e 5.17 aplicam-se somente quando forem satisfeitas as seguintes condições:

Coberturas a uma água (Tabela 5.16): $0 \leq tg\,\Theta \leq 0{,}7$, $h \geq 0{,}5\, l_2$

Coberturas a duas águas (Tabela 5.17): $0{,}07 \leq tg\,\Theta < 0{,}6$, $h \geq 0{,}5\, l_2$

sendo:
h - altura livre entre o piso e o nível da aresta horizontal mais baixa da cobertura:
l_2 - profundidade da cobertura;
Θ - ângulo de inclinação das águas da cobertura.

4) Para os casos em que a altura h seja inferior ao limite fixado no item 3, ou em que obstruções possam ser colocadas sob a cobertura ou junto a ela, esta deve resistir à ação do vento, na zona de obstrução, calculada para uma edificação fechada e de mesma cobertura, com $c_{pi} = +0{,}8$, para obstruções na borda de sotavento, e com $c_{pi} = -0{,}3$, para obstruções na borda de barlavento.

5) Para vento paralelo à geratriz da cobertura, devem ser consideradas forças horizontais de atrito calculadas pela expressão

$F_{at} = 0{,}05\, q\, a\, b$

sendo a e b as dimensões em planta da cobertura. Estas forças englobam a ação do vento sobre as duas faces da cobertura.

6) Cada elemento de vedação deve ser calculado com $C_p = \pm 2{,}0$.

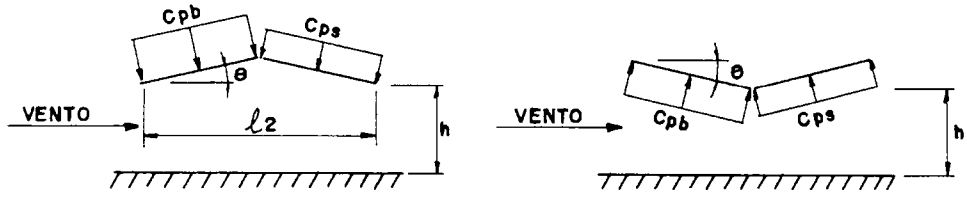
Tabela 5.16 - Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a uma água plana

Vento	1º carregamento	2º carregamento	
	$0 \leq tg\,\Theta \leq 0{,}7$	$0 \leq tg\Theta \leq 0{,}2$	$0{,}2 \leq tg\Theta \leq 0{,}3$
→	2,0; l_2; θ; tg θ	2,0; tg θ	0,6 - 2 tg θ; 6 - 20 tg θ
←	tg θ; 2,0	tg θ; 2,0	0,6 - 2 tg θ; 6 - 20 tg θ

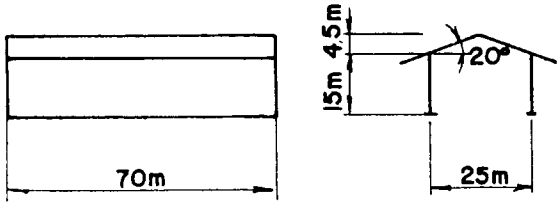
Tabela 5.17 - Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a duas águas planas simétricas

Coeficientes	1º carregamento		2º carregamento	
	$0{,}07 \leq tg\ \Theta \leq 0{,}4$	$0{,}4 \leq tg\Theta \leq 0{,}6$	$0{,}07 \leq tg\Theta \leq 0{,}4$	$0{,}4 \leq tg\ \Theta \leq 0{,}6$
Cpb	$2{,}4tg\Theta + 0{,}6$	$2{,}4tg\Theta + 0{,}6 \leq 2{,}0$	$0{,}6\,tg\ \Theta - 0{,}74$	$6{,}5tg\Theta - 3{,}1$
Cps	$3{,}0tg\Theta - 0{,}5$	$+0{,}7$	$-1{,}0$	$5{,}0tg\Theta - 3{,}0$

Sentidos positivos dos coeficientes de pressão



Exemplo 5.1 - Determinar as pressões do vento, para um edifício industrial com alto fator de ocupação, a ser construído na periferia de Fortaleza, em um terreno com poucos obstáculos. O edifício tem cobertura e tapamentos em chapa zincada.



a) Pressão dinâmica

$$q = \frac{Vk^2}{16} \qquad Vk = Vo \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

$V_o = 30$ m/s $\qquad S_1 = 1{,}0 \qquad S_2$ = Categoria III - Classe C

$S_3 = 1{,}0 \qquad\qquad S_2 = 0{,}82;\ 0{,}88;\ 0{,}93;\ 0{,}96$

$Vk_5 = 30 \times 1{,}0 \times 0{,}82 \times 1{,}0 = 24{,}6$.: $q_5 = 37{,}80$ kgf/m²

$Vk_{10} = 30 \times 1{,}0 \times 0{,}88 \times 1{,}0 = 26{,}4$.: $q_{10} = 43{,}60$ kgf/m²

$Vk_{15} = 30 \times 1{,}0 \times 0{,}93 \times 1{,}0 = 27{,}9$.: $q_{15} = 48{,}70$ kgf/m²

$Vk_{20} = 30 \times 1{,}0 \times 0{,}96 \times 1{,}0 = 28{,}8$.: $q_{20} = 51{,}80$ kgf/m²

b) Coeficientes de pressão e de forma, externos, para as paredes laterais e frontais - Tabela 5.9

a = 70m $\qquad$ b = 25m $\qquad$ h = 15m

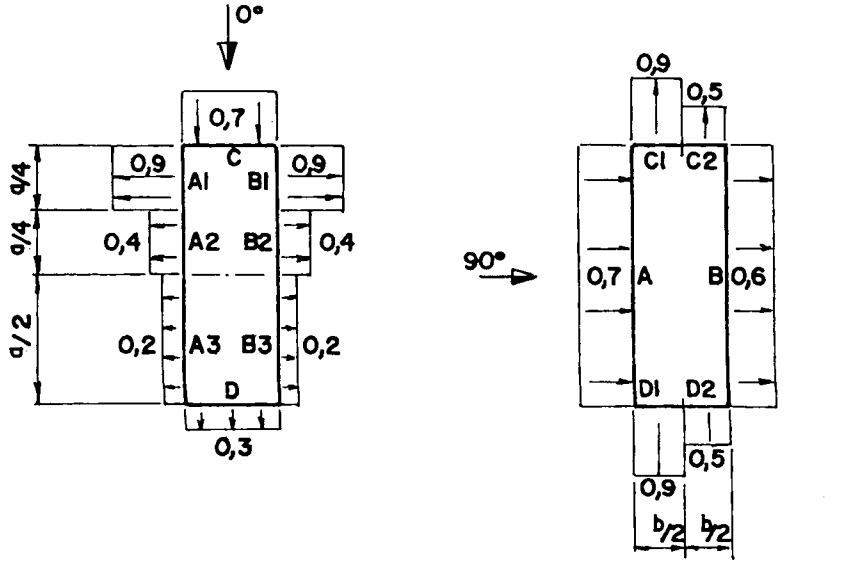
$$\frac{h}{b} = \frac{15}{25} = 0{,}60 \qquad \frac{a}{b} = \frac{70}{25} = 2{,}8$$

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2} \qquad 2 < \frac{a}{b} < 4$$

Valores de C_e

α = 0°				α = 90°				C_{pe}
A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	médio
-0,9	-0,4	0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1

A_3 e B_2 = -0,2 pois a/b > 2



b/3 = 25/3 = 8,3

a/2 = 70/4 = 17,5 > 8,3 < 30 O.K.

2h = 2x15 = 30

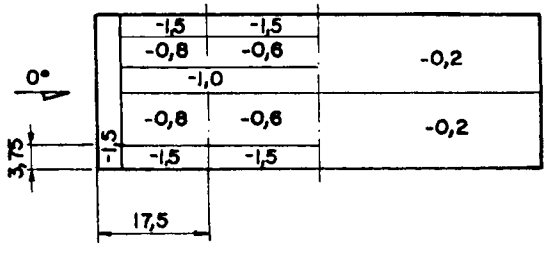
b/2 = 12,5 < 30 O.K.

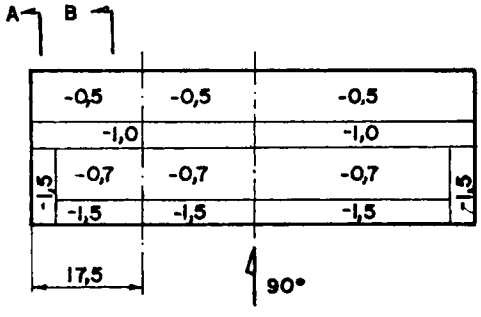
c) Coeficientes de pressão e de forma, externos, para cobertura - Tabela 5.10

h/b = 0,60 1/2 < h/b ≤ 3/2 Θ = 20°

Θ	Valores de Ce				Cpe médio			
	α = 90°		α = 0°		1	2	3	4
	EF	GH	EG	FH				
20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0

y = 0,15 b = 3,75

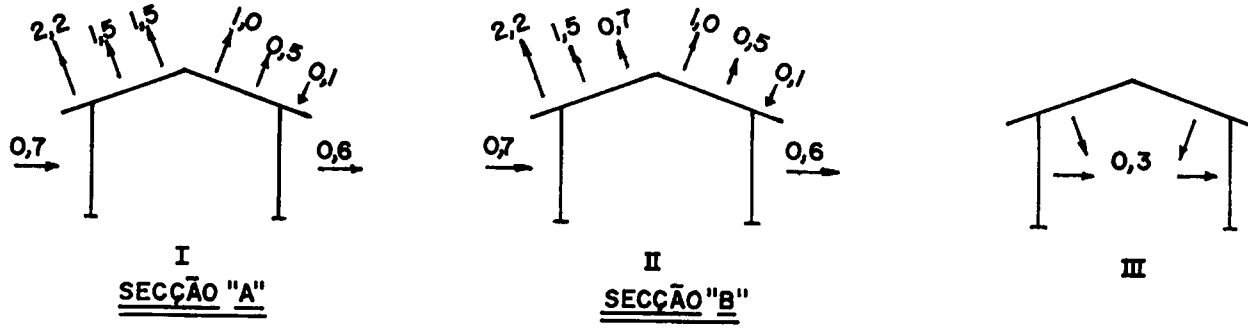




d) Coeficiente de pressão interna

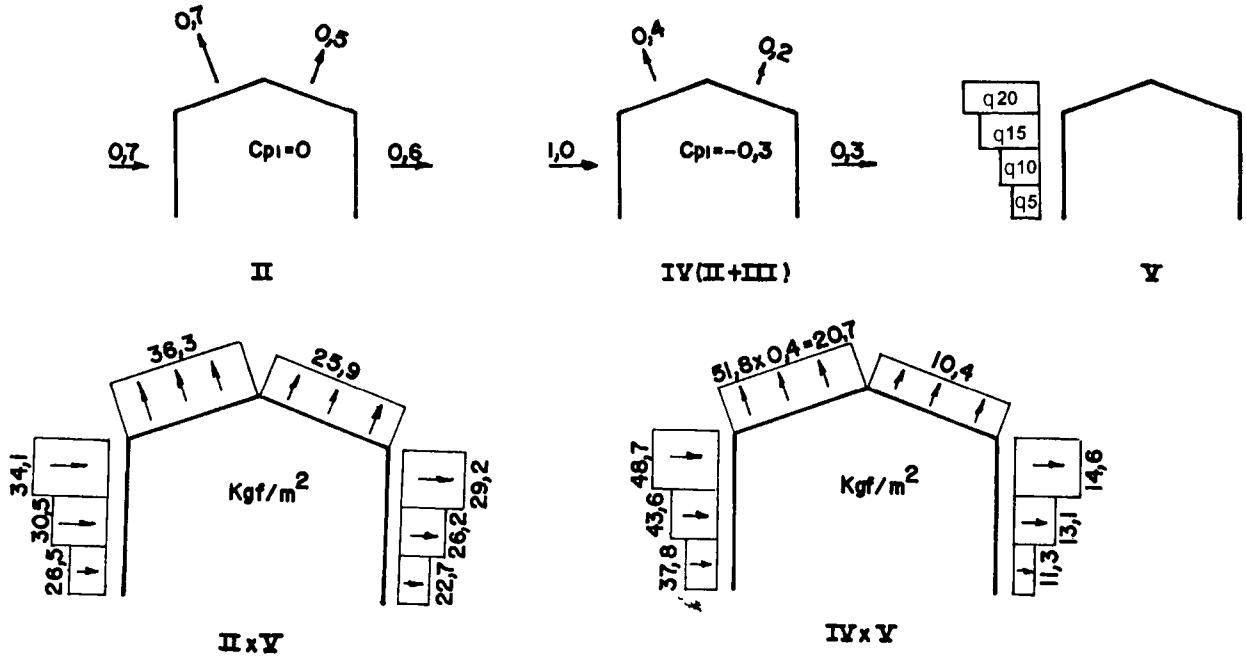
Como as quatro faces são igualmente permeáveis, C_{pi} = -0,3 e 0

e) Seções com os coeficientes de pressão



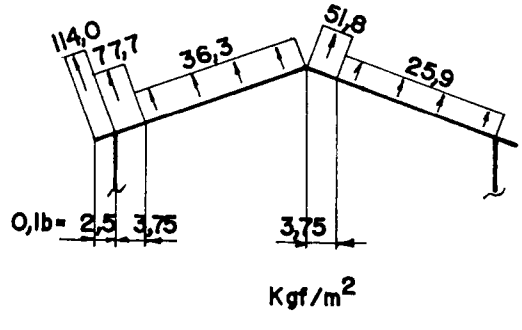
Para α = 90°

Para efeito de pórtico, vamos considerar a seção B como C_{pi} = -0,3 e 0



Para um pórtico isolado, multiplicar pela distância entre colunas.

f) Pressões para chapas e peças da cobertura (seção B com C_{pi} = 0 e α = 90°).



5.6 - Temperatura

Em estruturas metálicas convencionais, protegidas ou não, supõe-se, para o cálculo, que as variações de temperatura sejam uniformes ao longo da estrutura, salvo em casos de construções sujeitas a diferenças simultâneas de temperatura em pontos diversos. As normas em geral prevêem uma variação de temperatura da atmosfera, para serem levadas em consideração nos cálculos, de ± 15°C para estruturas protegidas e de ±30°C para as estruturas que não são protegidas dos raios solares.

O coeficiente de dilatação térmica do aço é considerado igual a 12×10^{-6} por °C. Para distância entre juntas, veja capítulo 6.

Observação: Em estruturas convencionais protegidas dos raios solares, para uso em temperatura ambiente, este efeito é desprezado.

5.7 - Combinações de cargas para cálculo da estrutura suporte

Para cada caso deve ser pesquisada a combinação mais crítica e adequada de cargas. Para o dimensionamento da estrutura a ser executado pelo método das tensões admissíveis, relacionamos, a seguir, algumas combinações mais freqüentes de cargas, com a reduções devidas ao vento e à temperatura, para comparação com a tensão admissível.

O fator 0,8 de redução, quando se inclui o *vento*, significa majorar as tensões em 25%,ou seja, 1/1,25 = 0,8. Este fator, a nosso ver, é mais adequado à realidade brasileira do que 0,75 do AISC, que trabalha com ventos de grande intensidade.

Os fatores 0,8 e 0,9, quando se somam os efeitos de temperatura, são probabilísticos.

1 - Galpões sem ponte rolante

I - CP + CA
II - (CP + V) 0,8
III - (CP + CA + V) 0,8
IV - V. frontal (para contrav.)
V - (Caso I + T) 0,8
VI - (Caso II + T) 0,9
VII - (Caso III + T) 0,9

A Fig. 5.14 esclarece os casos I, II e III para um galpão simétrico com $\alpha < 20°$

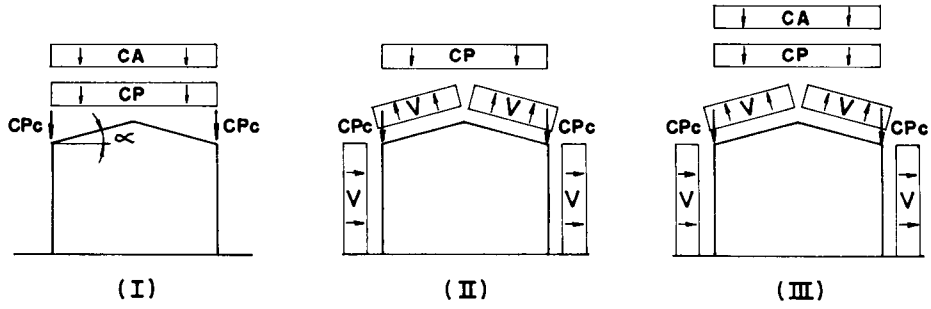


Fig. 5.14 - Combinação de cargas

2 - Galpões com ponte rolante

I - CP + CA + PRV
II - CP + CA + PRV ± HT
III - (CP + V) 0,8
IV - (CP + CA + PRV + V) 0,8
V - (CP + CA + PRV ± HT + 0,5 V) 0,8
VI - (H_L + V_F) 0,8 (Para contrav. vertical)
VII - (Caso I + T) 0,8
VIII - (Caso II + T) 0,8
IX - (Caso III + T) 0,9
X - (Caso IV + T) 0,9
XI - (Caso VI + T) 0,9

A Fig. 5.15 esclarece as combinações I, II, III e IV para o caso de galpões simétricos com $\alpha < 20^{o}$

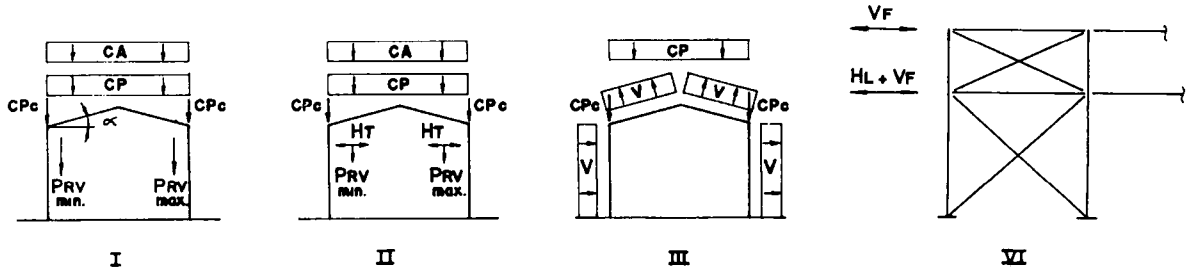


Fig. 5.15 - Combinação de cargas

CP = Carga permanente
CPc = Carga permanente de coluna e tapamento lateral
CA = Carga acidental
PRV = Ponte rolante vertical
H_T = Ponte rolante horizontal transversal
H_L = Ponte rolante horizontal longitudinal
V = Vento
T = Temperatura

Notas: 1) Caso haja probabilidade de recalque, este deve ser incluído nos casos mais prováveis sem inclusão de nenhum fator de redução. O recalque não foi incluído nos casos enumerados, pelo fato de a estrutura de aço absorver bem pequenos recalques devido a sua grande elasticidade.

2) Os casos em que se incluem os efeitos de temperatura são normalmente desprezados para os de galpões convencionais e só são incluídos em situações excepcionais.

3) Caso o galpão a ser analisado não seja simétrico ou no caso de vãos múltiplos (galpões geminados), em que não há simetria, deve-se fazer combinações com as cargas de ponte rolante máxima e mínima em cada coluna, entrando com o vento pela esquerda e pela direita.

4) Devemos lembrar que no caso de colunas como a da Fig. 5.16 a coluna externa absorve todas as cargas, exceto a vertical da ponte rolante, que vai para a coluna interna.

Nestes casos, I e II devem ser alterados para:

Caso I - CP + CA
Caso II - CP + CA ± HT

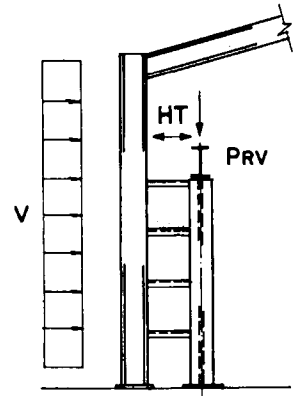


Fig. 5.16

CAPÍTULO 6

Edifícios industriais

6.1 - Definição

Edifícios industriais são construções, geralmente de um pavimento, que têm por finalidade cobrir grandes áreas destinadas a diversos fins, como fábricas, oficinas, almoxarifados, depósitos, hangares etc.

Modernamente, um edifício industrial pode ser construído com uma série de materiais, a saber: aço, madeira, concreto, alumínio; cada um isoladamente ou em conjunto com outros. Certamente, o mais versátil e o mais empregado é o **feito em aço,** que é o objetivo deste livro. Na fabricação desses galpões são usados perfis laminados, soldados e conformados a frio. O edifício industrial formado por estes materiais pode ser construído e montado no local da obra ou construído em partes na oficina de uma empresa especializada e, posteriormente, levado para o local onde será montado. Esta última alternativa é a solução normalmente adotada.

Em projetos de galpões industriais devem ser considerados basicamente os seguintes elementos: locação e dimensões dos equipamentos que serão abrigados; circulação; movimentação de cargas; iluminação e aeração; condições e tipo de terreno.

Do exposto, temos uma indicação de alguns fatores que devem ser considerados no estágio inicial do planejamento e da construção de um edifício industrial. Após este entendimento, torna-se necessário considerar o tipo de edifício mais conveniente para se alcançar os objetivos.

6.2 - Tipos de edifícios industriais

Os edifícios industriais podem ser em estruturas de vãos simples (isolados) ou múltiplos, quando grandes áreas cobertas são necessárias. Dependendo do "layout", colunas internas podem não ser convenientes, e, então, são estudados sistemas de cobertura para grandes áreas com um mínimo de colunas internas.

Vários tipos de galpão são apresentados a seguir, não sendo a relação completa, pois outros tipos foram usados no passado e poderão ser usados no futuro. Pode-se construir qualquer tipo de estrutura, caso haja imposições rígidas. Deve ser lembrado que um arranjo ou situações mais sofisticadas representam sempre maior custo para a estrutura do edifício.

6.3 - Edifícios com vãos simples

1 - Edifícios com coluna simples e tesoura

Apesar de ser um dos tipos mais antigos, possivelmente ainda é o sistema mais barato de construção para galpões.

O peso da estrutura de aço por unidade de área — kg/m² — é muito baixo. Para inclinações inferiores a 15°, a forma da tesoura mostrada na Fig. 6.1 torna-se inconveniente e uma geometria alternativa deverá ser adotada.

O fechamento lateral pode ser feito com chapas de aço galvanizadas ou pintadas, inserindo-se folhas translúcidas para permitir iluminação natural. Calhas simples e tubos de descida darão drenagem adequada ao telhado.

Arranjos internos nas tesouras, diferentes do mostrado, que é próprio para vãos até 15 m, dependem das distâncias a vencer.

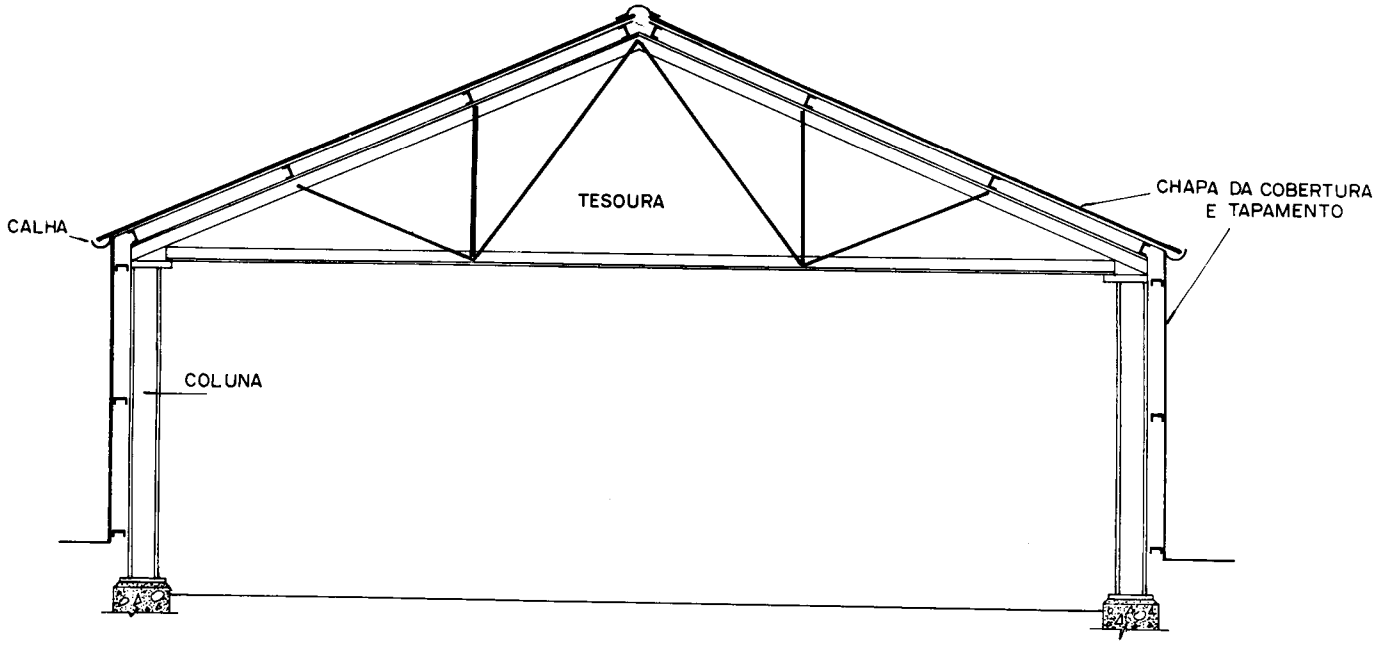


Fig. 6.1 - Colunas simples e tesouras

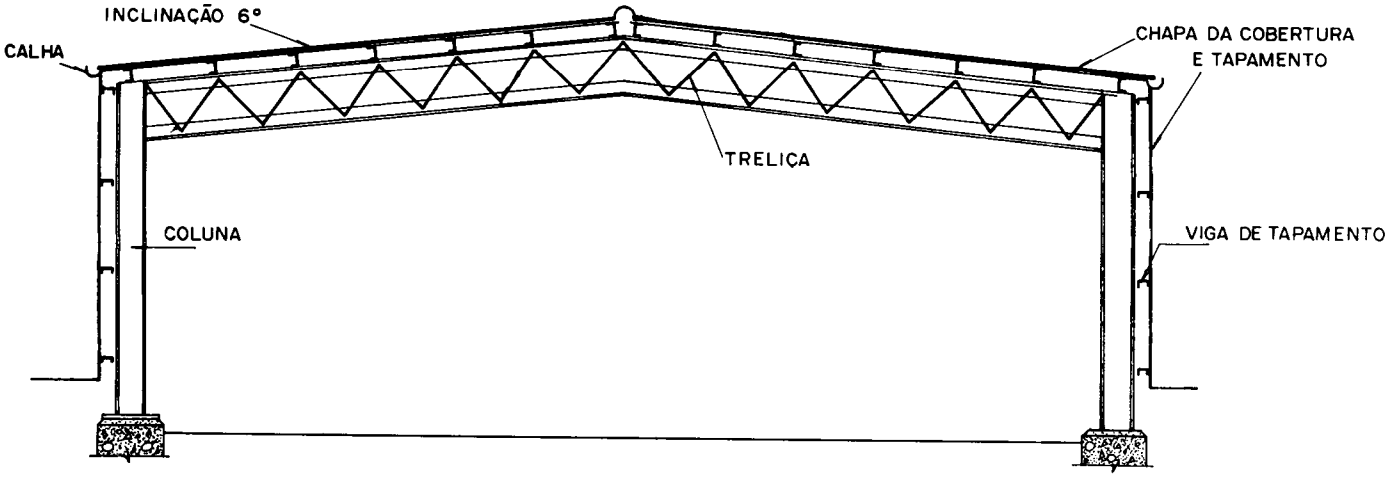


Fig. 6. 2 - Colunas simples e treliças

2 - Edifício com coluna simples e treliça

Quando o vão dos edifícios é muito grande, existem vantagens no uso de menores inclinações associadas a vigas treliçadas, em vez de tesouras. A Fig. 6.2 mostra um exemplo típico.

Se for usada cobertura com inclinação de mais ou menos 6°, é aconselhável aumentar o recobrimento das emendas das telhas ou vedá-las com selante.

As vigas treliçadas e outros elementos de cobertura podem ser construídos com perfis estruturais ocos feitos de chapas dobradas a frio, que oferecem perfis mais rígidos que os perfis estruturais laminados a quente, além de serem mais leves.

Para colunas, a melhor seção é o perfil "I", laminado ou soldado.

3 - Edifício com coluna simples e tesoura, para ponte rolante leve

Se facilidades para movimentação de material são necessárias em um edifício de colunas simples e tesoura, pode-se providenciar a colocação de uma ponte rolante leve suportada por vigas de rolamento apoiadas em consoles nas colunas.

A capacidade máxima recomendada para a ponte suportada desta maneira é de cerca de 15 tf, ou com reação máxima de 25 t, operada com controle pendente (Fig. 6.3). Acima desta capacidade é conveniente prever coluna exclusiva, para dar suporte direto à viga de rolamento.

Quando se introduz uma ponte rolante em um edifício, cuidados especiais devem ser tomados para assegurar que este esteja convenientemente contraventado, especialmente na direção longitudinal, pois, de outra forma, o trabalho da ponte pode causar vibrações excessivas no edifício.

É importante mencionarmos o caso dos edifícios que possuem pontes rolantes em regime pesado de trabalho, cujas vigas de rolamento são submetidas a condições de fadiga. Este assunto será tratado com mais detalhe no Capítulo 16.

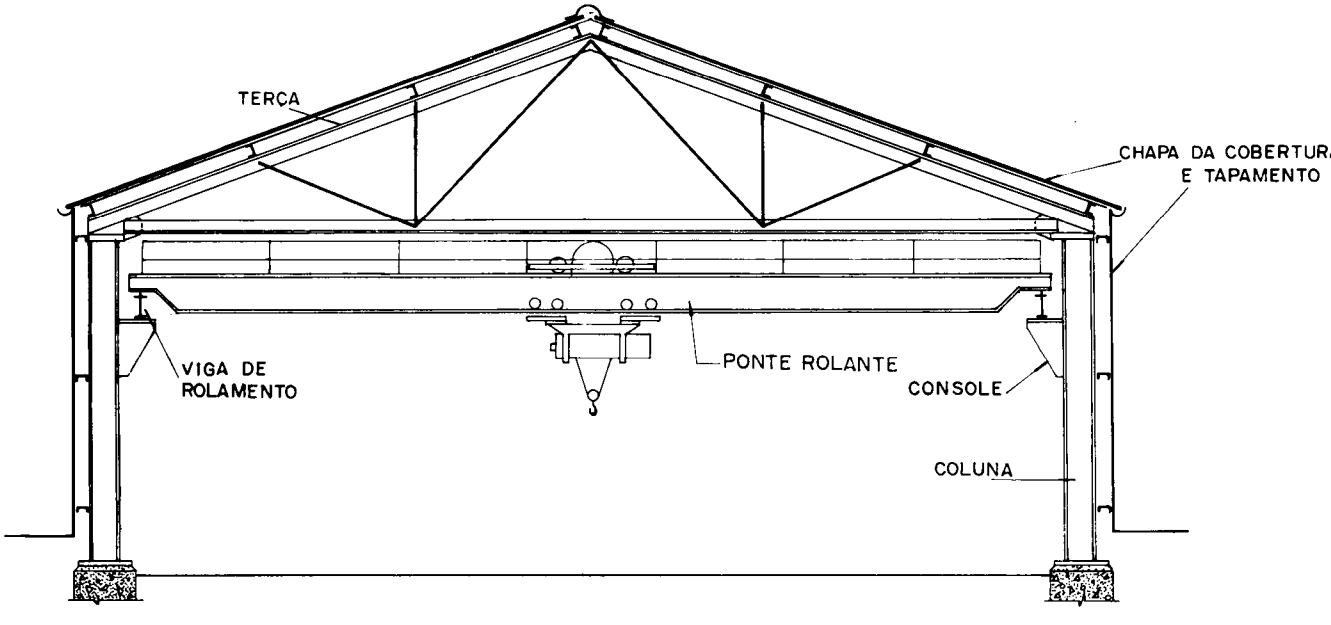


Fig. 6.3 - Colunas simples e tesouras para pontes rolantes leves

4 - Edifício com coluna entreliçada ou travada e tesoura

As Figs. 6.4 e 6.5 mostram um edifício em pórtico em que as vigas de rolamento são suportadas por uma coluna, que pode ser entreliçada ou ligada por chapas à coluna de cobertura (externa).

Existem muitas formas de cobertura que poderiam ser adotadas para este tipo de edifício, mas a seção mostrada na Fig. 6.4 é uma das mais econômicas.

A Figura 6.5 mostra outro tipo de edifício em que a coluna externa suporta as cargas de cobertura, de vento e horizontal da ponte, e a coluna interna suporta apenas a carga vertical da ponte rolante. O tipo de tesoura usado na cobertura tem por finalidade reduzir o deslocamento no topo da coluna.

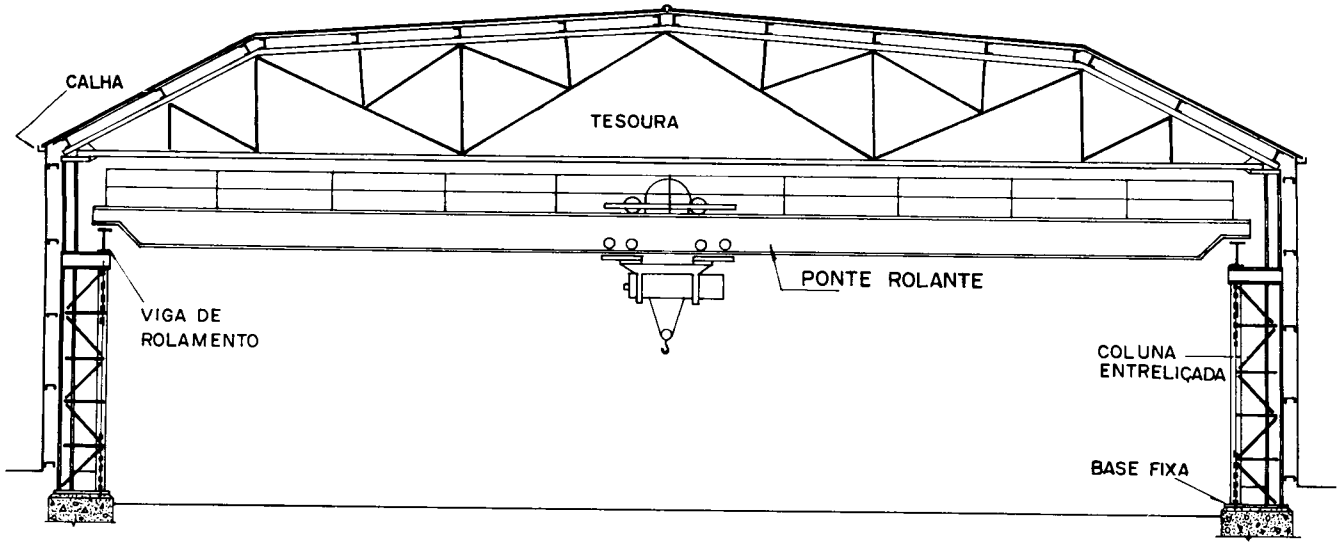


Fig. 6.4 - Coluna entreliçada e tesoura

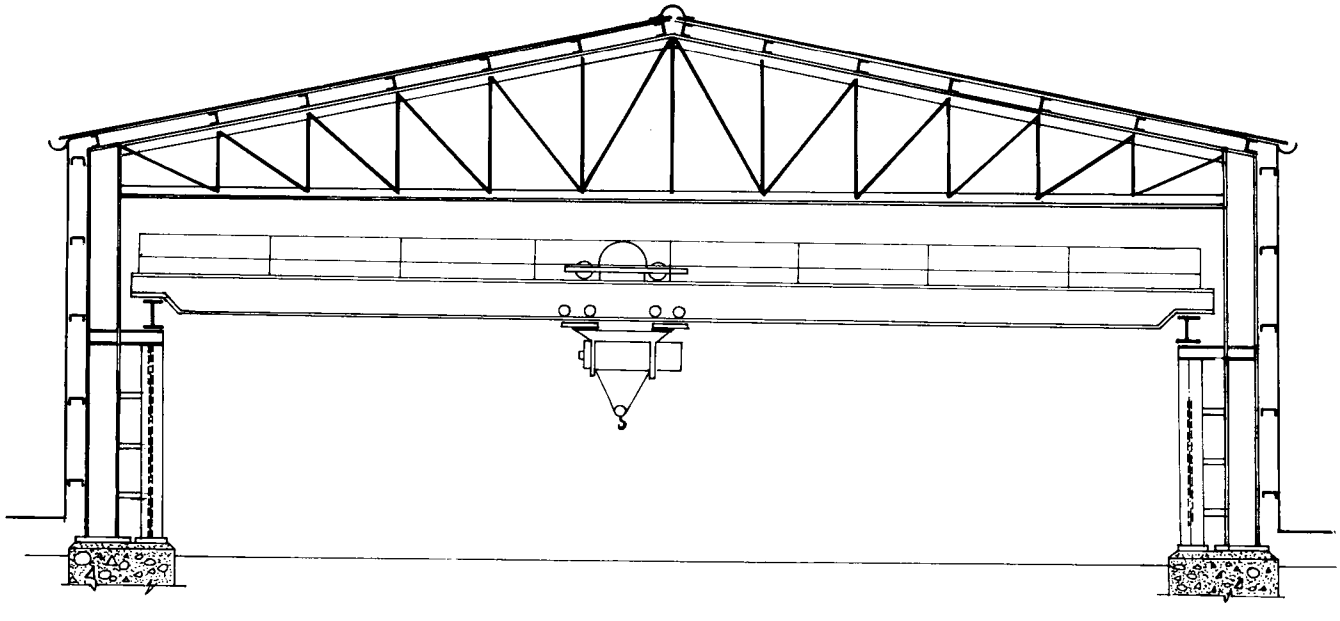


Fig. 6.5 - Colunas travadas com tesoura para pontes rolantes médias e pesadas

5 - Edifício com pórticos em alma cheia

Os pórticos em alma cheia espaçados (Fig. 6.6) são muito usados e uma grande parte de edifícios industriais de colunas simples e tesoura tem sido por eles substituídos.

Os referidos pórticos podem ser executados com bases rotuladas, o que simplifica as fundações, ou com bases engastadas, o que requer fundações mais onerosas. *Para vãos médios e grandes existe pouca vantagem em se engastar as bases.*

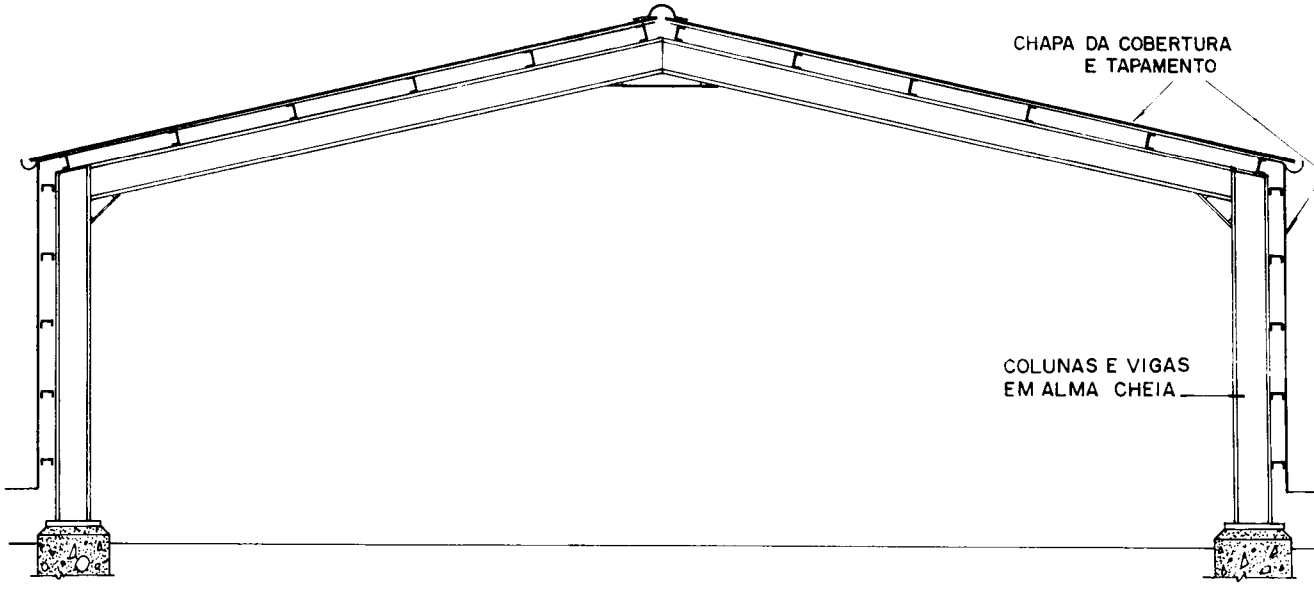


Fig. 6.6 - Pórticos para vãos pequenos e médios

A distância entre os pórticos deve ser criteriosamente analisada, pois refletirá na economia da estrutura da cobertura e da estrutura suporte.

O empuxo horizontal ocorre nas bases. Mas quando as fundações são em terreno ruim, medidas especiais devem ser tomadas para preveni-lo. O pórtico mais simples tem vigas e colunas de mesma seção em perfis laminados. Estes são apropriados para pequenos e médios vãos, embora os últimos sejam freqüentemente misulados nos beirais e, algumas vezes, reforçados nas cumeeiras. Nos pórticos de vãos médios e grandes é comum adotar-se perfis de diferentes dimensões para as vigas e colunas. Em vãos muito grandes, eles podem ser compostos ou ter inércia variável para melhorar a eficiência estrutural (Fig. 6.7).

O espaçamento longitudinal do pórtico reflete no tipo de terça a ser usado. Para vãos pequenos e médios, as estruturas devem ser próximas o bastante para admitir terças em cantoneiras e [s laminados ou outros perfis dobrados a frio, que são usados sem deflexão excessiva. Para pórticos de grandes vãos, freqüentemente é mais econômico aumentar o espaçamento e usar terças entreliçadas ou armadas.

A seguir, daremos uma orientação para o espaçamento mais conveniente das estruturas para diferentes vãos:

Vão				Espaçamento entre pórticos		
Pequeno:	até 15 m			3	a	5
Médio:	16	a	25 m	4	a	7
	26	a	35 m	6	a	8
Longo:	36	a	45 m	8	a	10
Inércia variável:	46	a	60 m	9	a	12

Os pórticos são normalmente projetados para que as ligações sejam parafusadas no campo, com parafusos de alta resistência à fricção.

Desde que os momentos máximos ocorram nas ligações viga-coluna, a altura efetiva pode ser aumentada na região por meio de misulas nas extremidades das vigas.

Com este artifício, a resistência da viga á aumentada e as colunas seriam, no mínimo, da mesma seção da viga. Este artifício facilita também as ligações parafusadas.

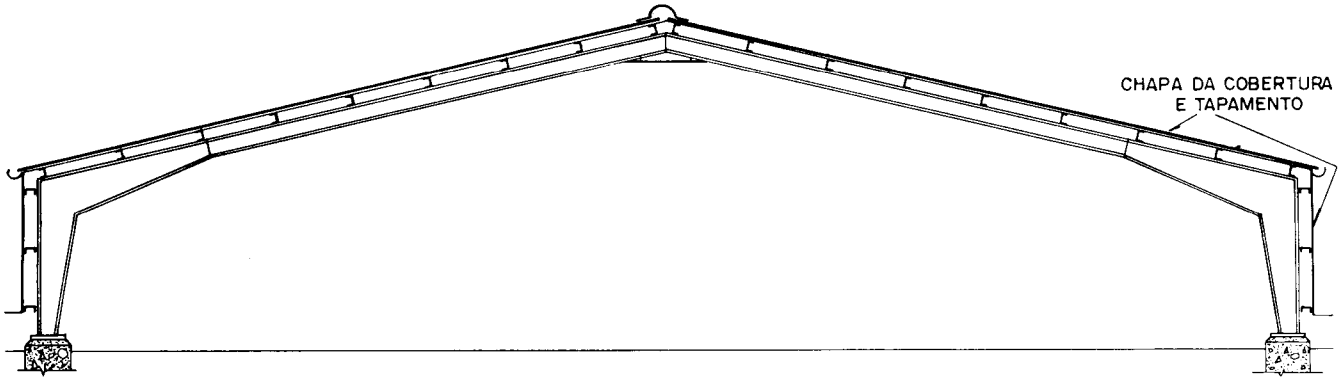


Fig. 6.7 - Pórtico com inércia variável para grandes vãos

6 - Edifícios em pórtico de alma cheia com vigas de rolamento

Vigas para pontes rolantes podem ser introduzidas nos pórticos de alma cheia. Para pontes leves ≅ 15 t ou com reação máxima de 25 t, as vigas podem ser apoiadas em consolos, apoiados nas colunas (Fig. 6.8). Para pontes rolantes maiores, é mais econômico como mostrado na Fig. 6.9.

Quando são introduzidas vigas de rolamento nos pórticos, a deformação do beiral, devido ao carregamento, se torna mais crítica. Na verdade, as vigas de rolamento ajudam a reduzir essa deformação, mas a quantidade dessa redução e as condições práticas que devem ser tomadas inviabilizam esta alternativa. Dessa forma, a rigidez para controlar a deformação horizontal deve ser obtida a partir dos elementos que compõem o pórtico. Um dos artifícios é introduzir um tirante entre os cantos. Isto é satisfatório para as cargas verticais que causam deslocamentos laterais, mas ineficiente se o vento age em sentido contrário.

A fixação do pórtico às bases pode reduzir o deslocamento, mas deve-se tomar cuidado com o projeto e a construção das fundações. Aumentar as dimensões ou a rigidez dos membros acima do mínimo necessário para a resistência é uma outra maneira de se redu-

zir o deslocamento. São feitas referências às bases rotuladas e fixas para pórticos planos e é conveniente considerar os tipos de base comumente usados. As sofisticadas conexões com pinos ou rolos não são muito utilizadas na prática. Das bases rotuladas, a da Fig.6.10 (a) é a mais econômica e a mais freqüentemente usada.

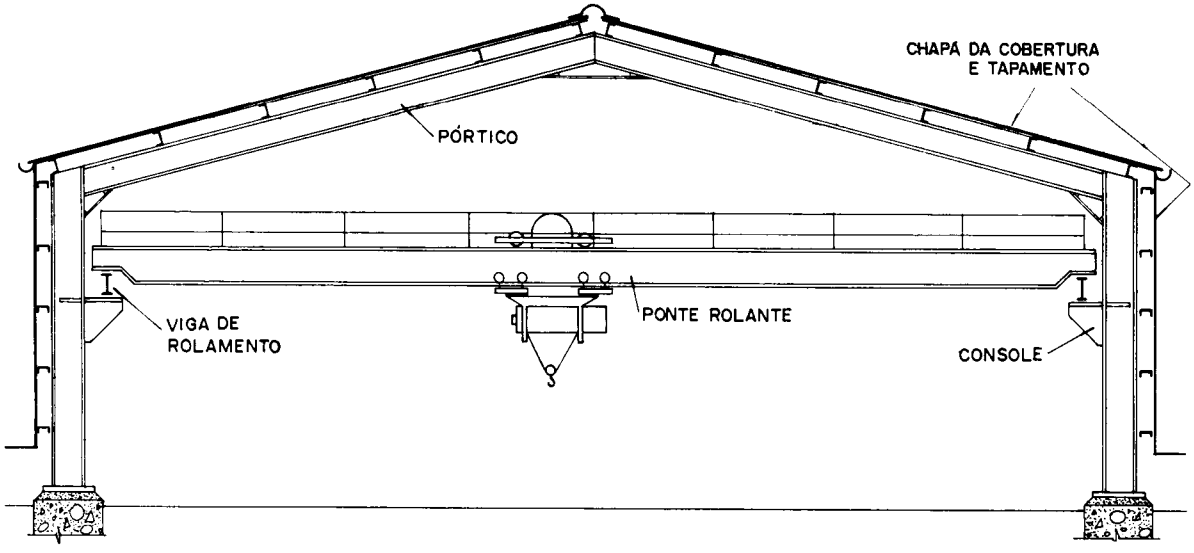


Fig. 6.8 - Estrutura em pórtico para pontes rolantes leves

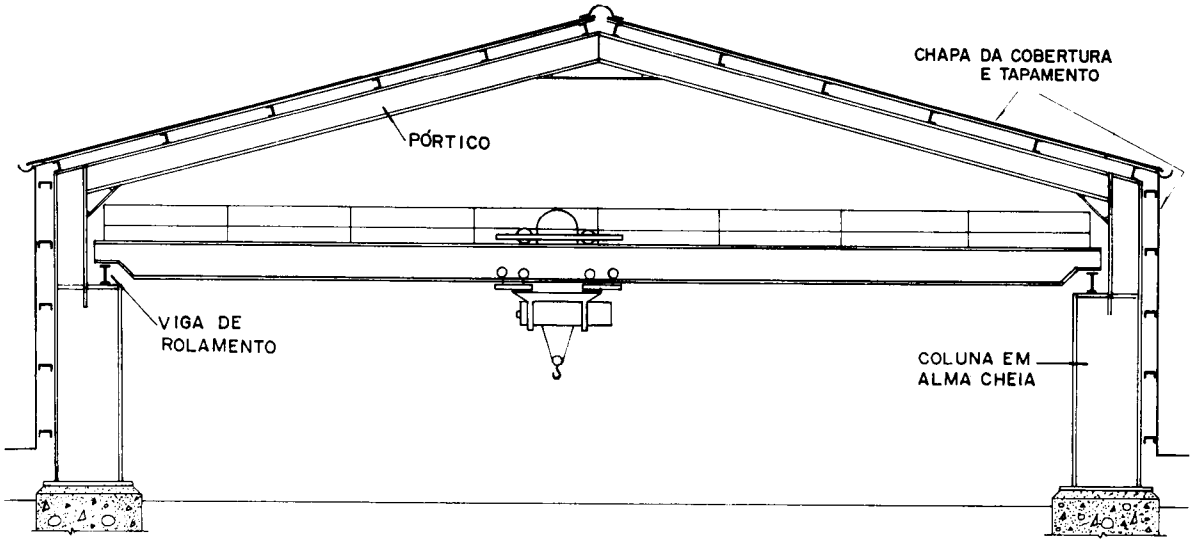


Fig. 6.9 - Estrutura em pórtico com colunas de alma cheia para pontes rolantes pesadas

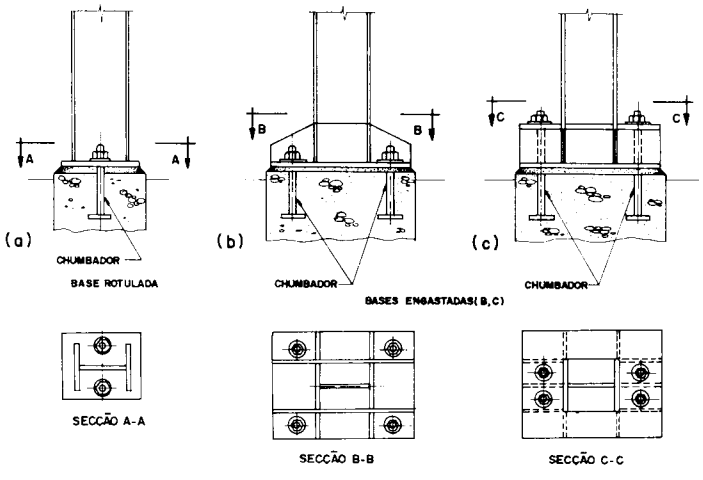


Fig. 6.10 - Bases típicas

6.4 - Edifícios com vãos múltiplos

Os vários tipos de edifícios já discutidos podem se estender aos vãos múltiplos. Todavia, algumas considerações devem ser feitas. Às vezes, por questões internas de "layout", é necessário eliminar algumas colunas intermediárias, fazendo-se dobrar a distância entre elas e introduzindo-se vigas centrais para contornar este problema, como mostrado na Fig. 6.11. Nota-se ,neste caso, que esta solução pede contraventamentos de cobertura adicionais para ajudar a distribuir as cargas horizontais de vento.

O arranjo indicado pode ser adotado para todos os tipos expostos, exceto para aqueles pórticos em que arranjos especiais são necessários. Para edifícios com pontes rolantes, a duplicação das vigas de rolamento sobre as colunas centrais exerce alguma influência sobre elas e sobre as próprias vigas, como mostrado nas Fig. 6.12. (a, b).

Alguns tipos alternativos de construção treliçada para cobrir grandes áreas sem colunas internas são mostrados na Fig. 6.13 (a, b, c, d, e, f).

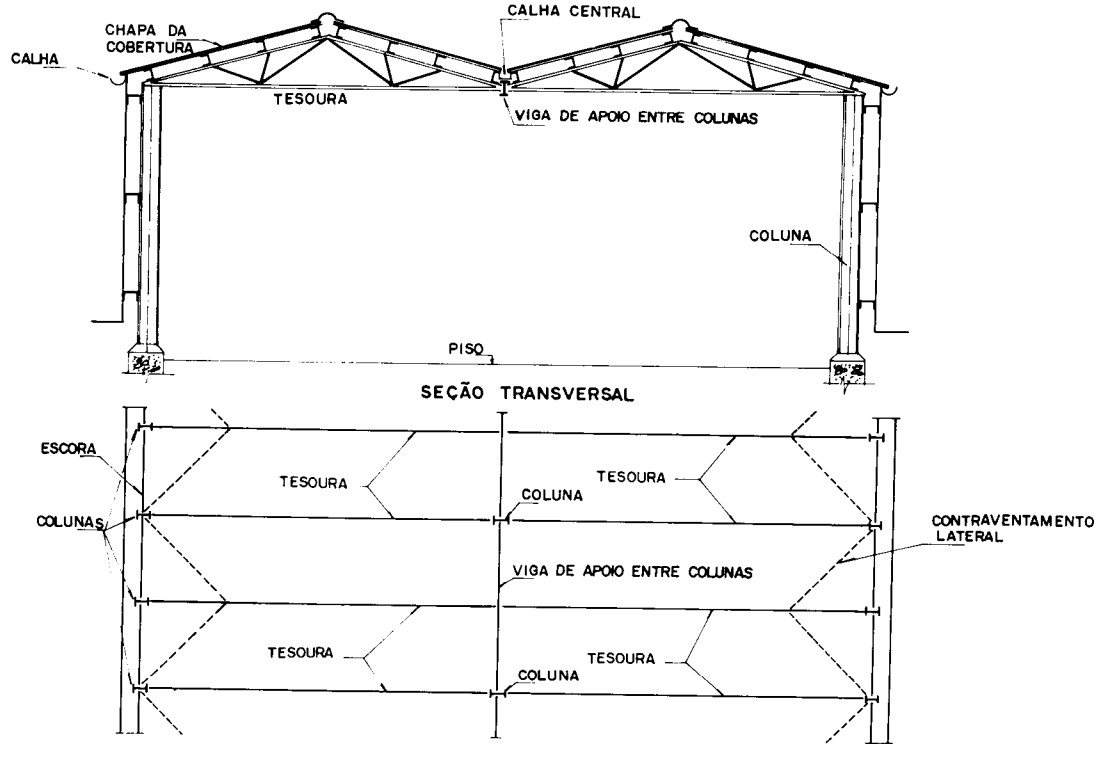
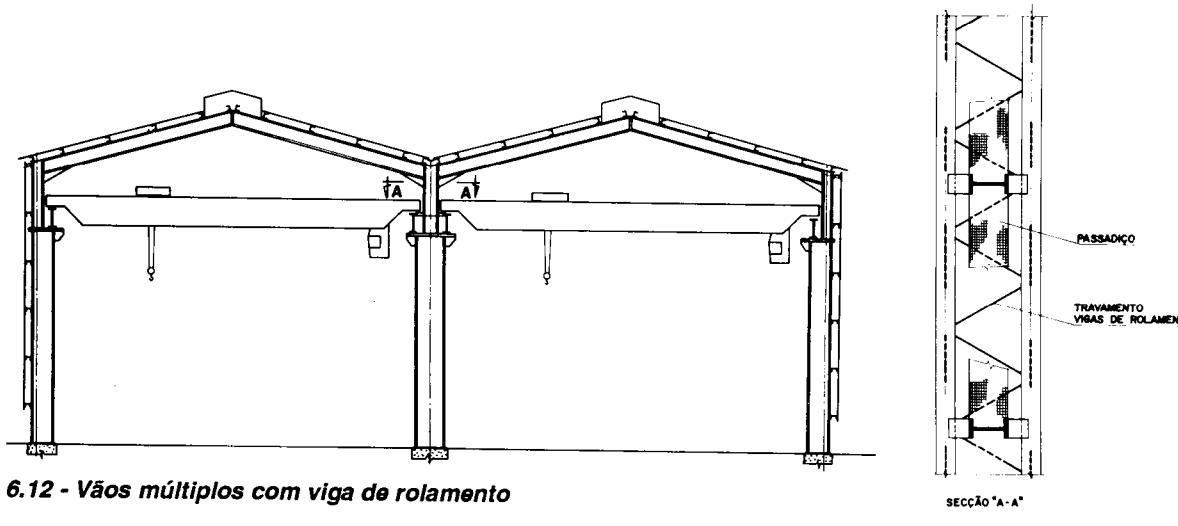


Fig. 6.11 - Galpão geminado com tesouras se apoiando em vigas centrais



6.12 - Vãos múltiplos com viga de rolamento

6.4.1 - Tesouras suportadas por treliças

Em áreas muito grandes, livres de colunas-suportes, freqüentemente é necessária a adoção de um sistema de treliças e tesouras suportadas por treliças. São mostrados, como exemplo, quatro arranjos alternativos na Fig. 6.13.

1 - Cobertura em múltiplos de duas águas

Tipo duas águas em tesoura

Este arranjo, conveniente para um telhado de dupla água, leva ao menor desperdício de espaço coberto. Desde que exista uma pequena altura de construção na viga de apoio do eixo central, as tesouras devem ser projetadas em balanço. Com relação às treliças e às cargas de peso próprio e sobrecarga, a corda superior está submetida à tração e a corda inferior horizontal, à compressão. Contudo, as forças nos elementos são relativamente pequenas (Fig. 6.13a).

Carregamento excêntrico, isto é, cargas impostas em somente uma água, causam tendência de rotação, que deve ser resistida por ancoragem adequada na coluna lateral e requer cuidado extra na fixação da estrutura. Exceto quando as calhas são suficientemente grandes para a drenagem para cada lado do edifício, ocorrem problemas com os tubos de descida d'água se vãos múltiplos de colunas são necessários. A despeito disso, o sistema de cobertura é econômico para grandes áreas sem suportes internos.

2 - Tipo duas águas em treliça

Esta solução dá mais espaço interno, desde que a altura da construção seja suficiente para acomodar a treliça de apoio do eixo central. Contudo, o telhado é estável, pode ter aparência muito boa e ser bastante econômico (Fig. 6.13 b).

3 - Estruturas tipo "Shed"

Quando a área a cobrir necessita de ventilação e iluminação natural por cima, usa-se o tipo "Shed".

Os panéis verticais são orientados no sentido do quadrante Sul, quando se deseja evitar insolação direta.

Para dar maior acesso à luz, podem-se usar, em vez de painéis verticais, painéis suficientemente inclinados (Fig. 6.13 c).

Este método nos dá a opção de escolhermos a solução adequada entre os vários tipos de elementos estruturais. (Fig. 6.13 d, e, f).

6.4.2 - Pórticos em alma cheia geminados

A construção em pórticos de alma cheia pode ser usada em edifícios de vãos múltiplos, desde que não exista objeção para as pernas internas em cada pórtico.

Quando são usados pórticos de dois vãos completos, como mostrado na Fig. 6.14, uma análise detalhada deve ser feita, pois o efeito da adição de um vão extra significa aumento no empuxo horizontal. Para carregamentos balanceados, as colunas do centro são livres para empuxos, e o momento no centro é todo transmitido de viga para viga. Contudo, deve-se considerar que os carregamentos excêntricos impostos e de vento ocorrerão e, portanto, a coluna central deve ser parte integrante da estrutura.

Quando as colunas internas de cada pórtico forem inconvenientes, uma das seguintes soluções alternativas pode ser adotada: usar pórticos mais pesados com espaçamentos convenientes; ou sistemas de vigas de cumeeira e vigas entre colunas, que suportem vigas intermediárias, pois são relativamente fáceis de se fabricar, apesar do custo total provavelmente maior que o dos pórticos simples de múltiplos vãos (Fig. 6.14).

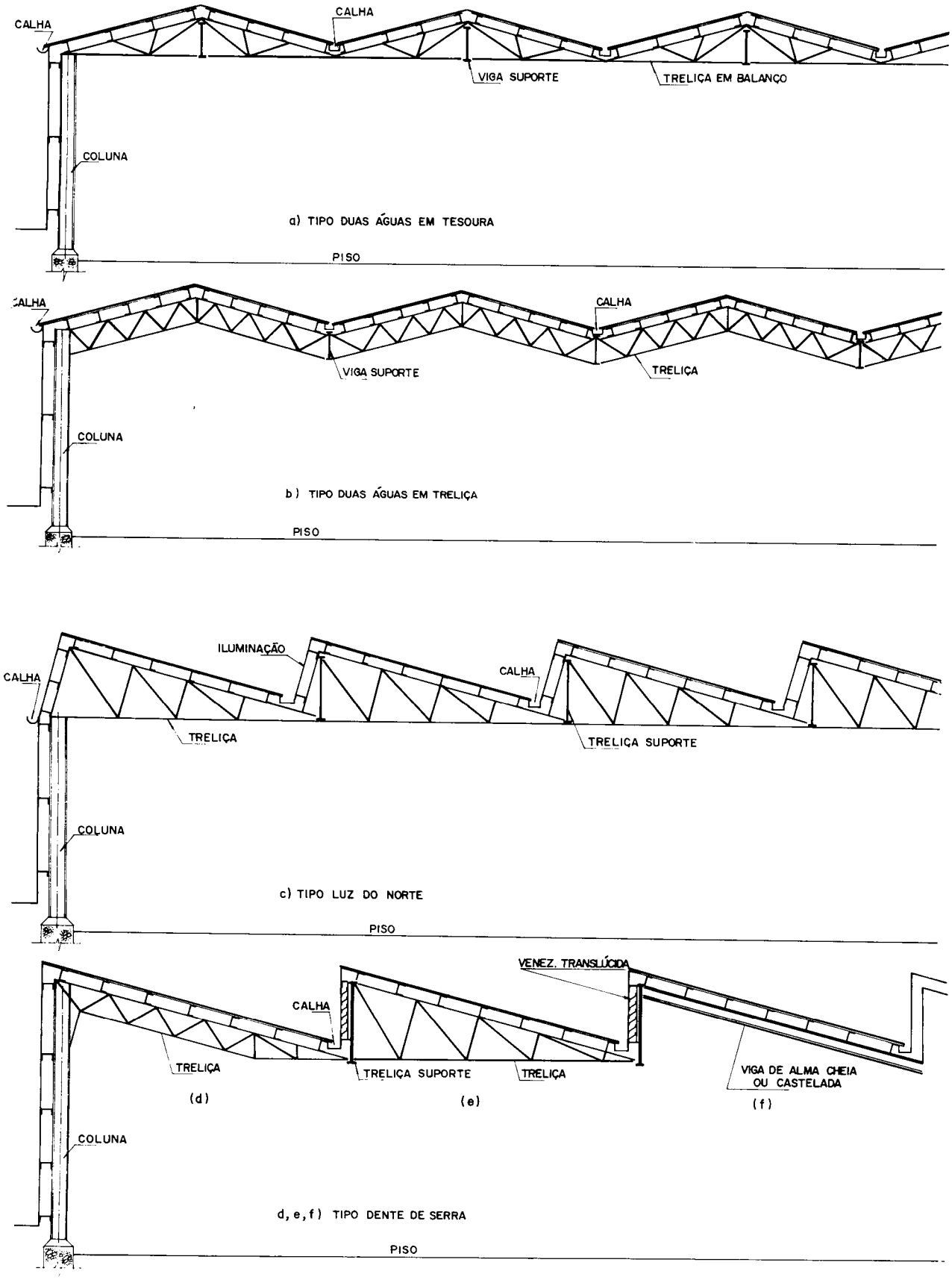


Fig. 6.13 - Estruturas sem colunas intermediárias apoiadas em treliças

Outra solução é usar uma série de vigas de pórtico suportadas por colunas externas e vigas centrais. As vigas de pórtico se deslocam sob carga, produzindo uma força horizontal aplicada no beiral, que poderá ser equilibrada com a colocação de um contraventamento horizontal, sendo este suficiente para prevenir a abertura dos vãos (Fig. 6.15).

Em todos os casos, um percentual de deslocamento lateral deve ser eliminado na fabricação da estrutura. Normalmente, é dada uma contraflecha igual ao deslocamento devido ao peso próprio. Se, contudo, a carga de peso próprio total não for alcançada após a estrutura ser montada, cuidados extras devem ser tomados durante a fixação.

Todos os tipos de edifícios industriais mostrados foram e são usados com sucesso. Um fator que sempre deve ser lembrado é que qualquer custo inicial extra do projeto do edifício que simplifique o processo industrial é sempre justificado.

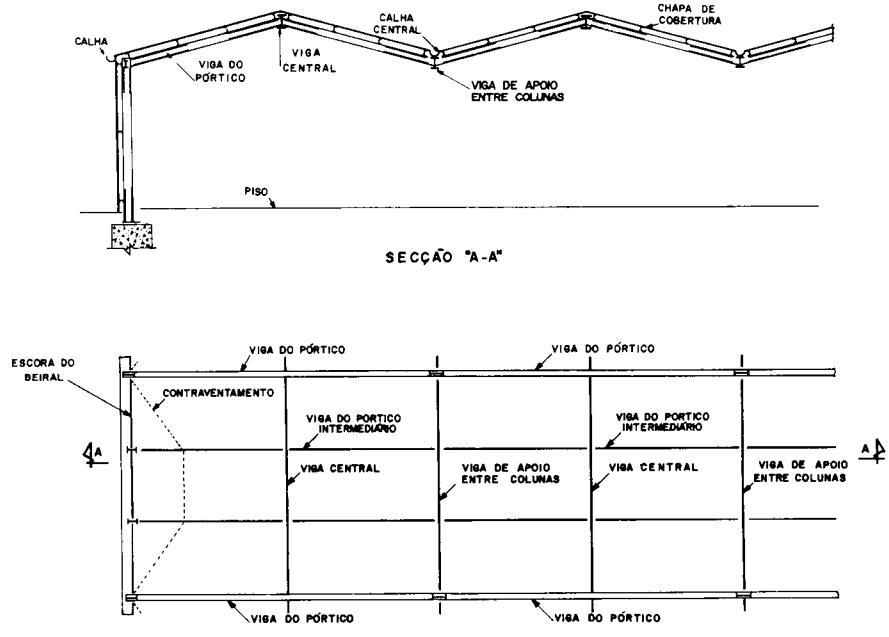


Fig. 6.14 - Pórticos com vigas de pórticos intermediários apoiados em vigas retas

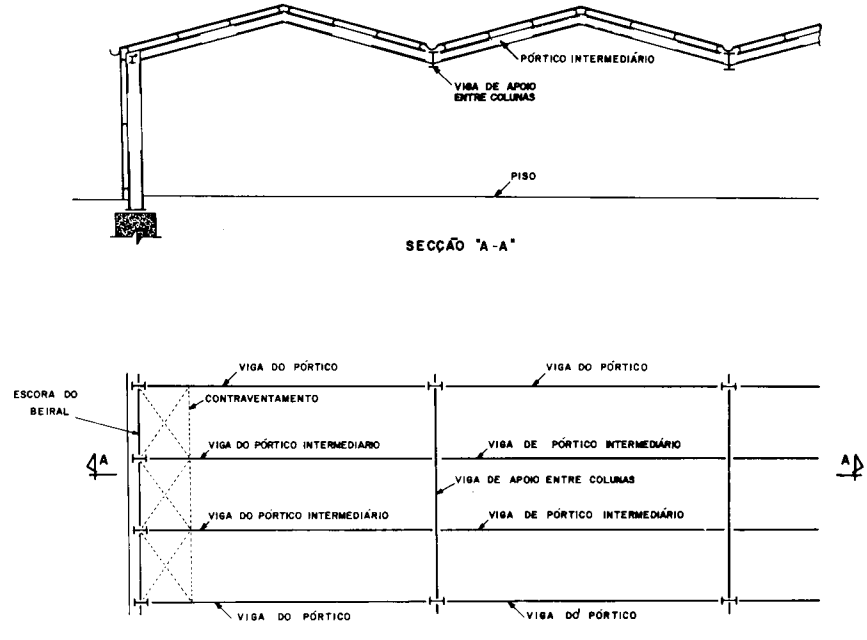


Fig. 6.15 - Vigas de semipórtico apoiadas em vigas retas

6.5 - A construção como um todo

Deve-se ter sempre em mente que uma construção tem que ser considerada como uma estrutura completa e as unidades não podem ser consideradas isoladas. Por exemplo, apesar de o tapamento previsto formar um envoltório para proteger a estrutura e o interior contra as intempéries, o fato de suportá-lo, pelo esquema estrutural adotado, causa a imposição de cargas na estrutura e, ao mesmo tempo, provê a rigidez dos membros estruturais.

1 - Ambiente externo

A estrutura deve ser projetada de maneira a se harmonizar com a redondeza e ter uma boa aparência. Ao mesmo tempo, deve ser capaz de resistir às cargas, incluindo as que são peculiares à sua locação particular.

Todos os fatores têm influência no tipo de construção, incluindo o tipo de estrutura-suporte e as bases nas quais serão assentadas.

2 - Considerações internas

O fator mais importante no arranjo interno é, sem dúvida, o processo industrial a ser executado. Se o arranjo interno não puder ser predeterminado, o mínimo de apoios internos lhe permitirá maior flexibilidade.

Geralmente se aceita que poucos suportes internos aumentem o custo inicial, apesar de este não ser tão alto quanto o custo da subseqüente remoção ou re-espaçamento de colunas inconvenientemente localizadas.

Portas de entrada de material e de despacho de mercadorias acabadas também podem influenciar na determinação do tipo da estrutura escolhida.

Outro fator importante que deve ser considerado é a manutenção da estrutura em relação aos processos industriais, que podem exigir estruturas fáceis de limpar e com o mínimo de saliências, nas quais poeira, água ou outro material pode se acumular, determinando, com isso, o tipo de estrutura mais conveniente.

Do exposto, ver-se-á que a escolha final do arranjo e da construção do edifício não pode ser baseada sempre no primeiro custo. O mais barato pode não ser necessariamente o melhor.

6.6 - Requisitos estruturais

Enquanto a finalidade básica de uma construção é prover acomodação na qual o processo possa ser executado sem interferência dos elementos, a própria estrutura deve suportar o envoltório do tapamento, serviços, equipamentos de manuseio, etc., e deve ser capaz de transmitir as cargas às fundações.

É um fato conhecido que, mesmo que qualquer carregamento tenha de percorrer a menor distância para alcançar as fundações, a opção econômica é a estrutura. Nem sempre é possível dispor da estrutura para que as cargas sejam levadas diretamente para as fundações.

Logo, o principal objetivo do engenheiro seria adotar estruturas que reduzam ao máximoos comprimentos da trajetória da carga, que pode ser comprovada pela Fig. 6.16 a, na qual existem seis barras solicitadas, ao contrário da Fig. 6.16 b, em que todas as barras são solicitadas.

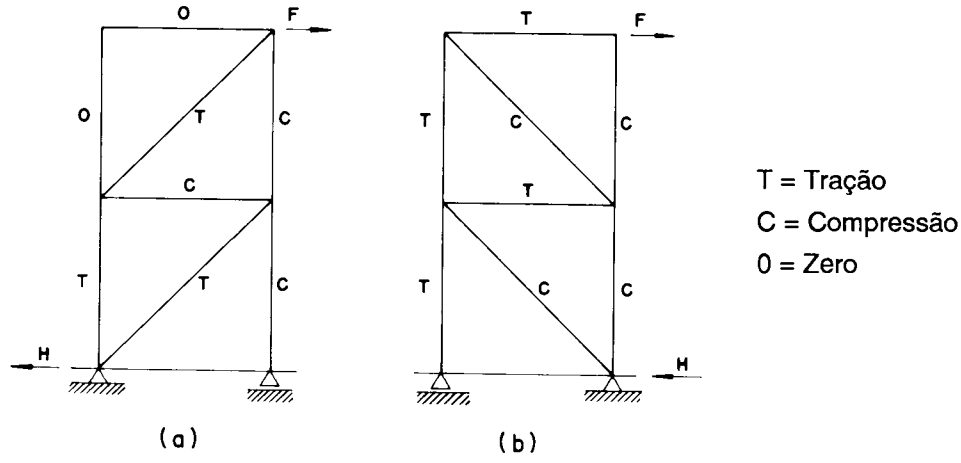


Fig. 6.16

Cargas verticais (permanentes ou acidentais) são usualmente fáceis de tratar, mas cargas horizontais de vento ou de outras causas apresentam mais problemas.

A omissão de um suporte vertical e a introdução de membros horizontais para substituí-lo, como vigas centrais para permitir maior espaçamento de colunas, sempre aumentam os custos.

As forças horizontais seriam, quando possível, transferidas às fundações por intermédio de contraventamentos. As fundações devem ter massa adequada para garantir que toda estrutura não sofra recalques ou rotações na combinação de cargas mais críticas. O tipo mais conveniente de fundação a ser usada para qualquer estrutura deve ser selecionado com isto em mente, bem como as condições de solo.

6.7 - Peças que compõem um galpão

Para ilustrar os vários aspectos de um galpão e indicar os nomes dos seus componentes, apresentaremos um arranjo geral de uma estrutura de um vão (Fig. 6.17) e de dois vãos (Fig. 6.18). Na Figura 6.19 apresentaremos um resumo destes elementos, com as principais solicitações a que estão sujeitos e os tipos mais usuais dos materiais empregados.

6.8 - Classificação dos galpões

Pelo que podemos constatar, não existe uma definição correta a respeito da classificação dos edifícios industriais em peso (kg/m²). A mais usual é a classificação em apenas leve, médio e pesado. A nosso ver, ela não atende às necessidades, pois obriga a ter uma gama muito grande para cada classificação. A proposta a seguir está dividida em cinco classificações e, com isso, reduz a variação por classe (Tabela 6.1)

6.9 - Deslocamentos

A verificação dos deslocamentos horizontais no topo das colunas que formam o quadro é importante, pois indica a flexibilidade da estrutura como um todo. O limite estabelecido por algumas normas está interligado às cargas horizontais. Por isso, ao se estabelecer um deslocamento máximo como limite, deve-se ter sempre a carga correspondente horizontal da norma que se está usando. A norma canadense e a NBR 8800/86 estabelecem como limites para o deslocamento horizontal provocado pela carga da ponte rolante ou pelo vento, o seguinte:

Para o topo do trilho	=	H/400	Não devendo o diferencial entre as duas colunas que suportam o trilho ser maior que 15 mm
Para o nível da cobertura	=	H/300	

Aconselhamos ampliar estes limites para H/600 e H/500, respectivamente, para galpões siderúrgicos.

Tabela 6.1 - Classificação de galpões em kg/m²

Elementos da estrutura de aço	**Classificação**				
	Muito leve	**Leve**	**Médio**	**Pesado**	**Muito pesado**
Cobertura: Tesouras, vigas secundárias, terças, lanternim, contraventamento, tirantes, vigas, pórtico etc.	5 a 10	10 a 20	20 a 30	30 a 60	40 a 80
Parte inferior: Pilares, plataformas, vigas de rolamento, vigas e colunas de tapamento etc.	10 a 20	20 a 40	40 a 90	90 a 140	160 a 320
Total	≤ 30	> 30 a 60	60 a 120	120 a 200	200 a 400

A Tabela 6.3 apresenta uma série de edifícios industriais, indicando a percentagem kg/m² para cada parte da estrutura.

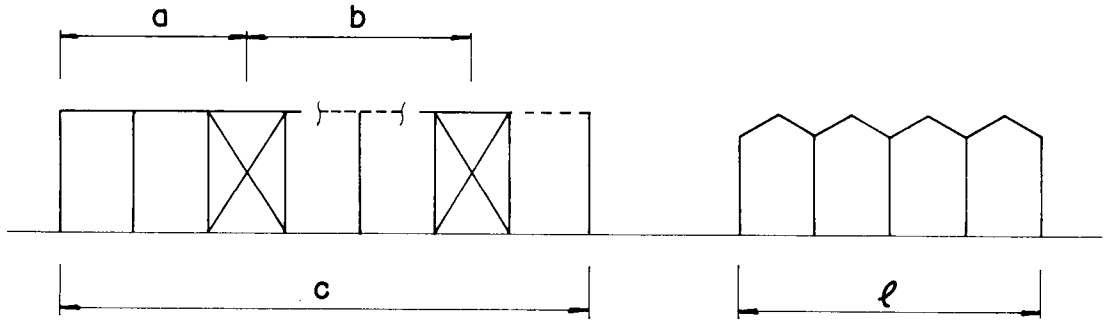
6.10 - Juntas de dilatação

Todos os galpões, quando atingem um determinado comprimento ou largura, devem ter uma junta de dilatação para permitir a movimentação do prédio devido à variação de temperatura.

A AISE nº 13/1991 estabelece: "Edifícios com fornos e estruturas similares, tendo metal quente e sujeitos a mudanças de temperatura, devem ter juntas de dilatação transversais previstas a intervalos não superiores a 120 m. Se os edifícios não estão sujeitos a mudanças internas de temperatura, a distância pode ser de 150 m. Se o edifício for formado por várias naves, deverão ser previstas juntas longitudinais quando a largura exceder 150 m ou ultrapassar cinco alas".

Mukanov estabelece os limites indicados pela Tabela 6.2, na qual apresentamos o resumo da explanação anterior.

Tabela 6.2 - Distância em metros para juntas de dilatação



Tipo de construção	Mukanov				AISE nº 13	
	a	b	c	ℓ	c	ℓ
Prédios com temperaturas elevadas	75	50	200	120	120	150*
Prédios sem mudanças internas de temperatura	90	50	230	150	150	150*
Prédios sem cobertura	50	30	130	-	-	-

* ou cinco alas

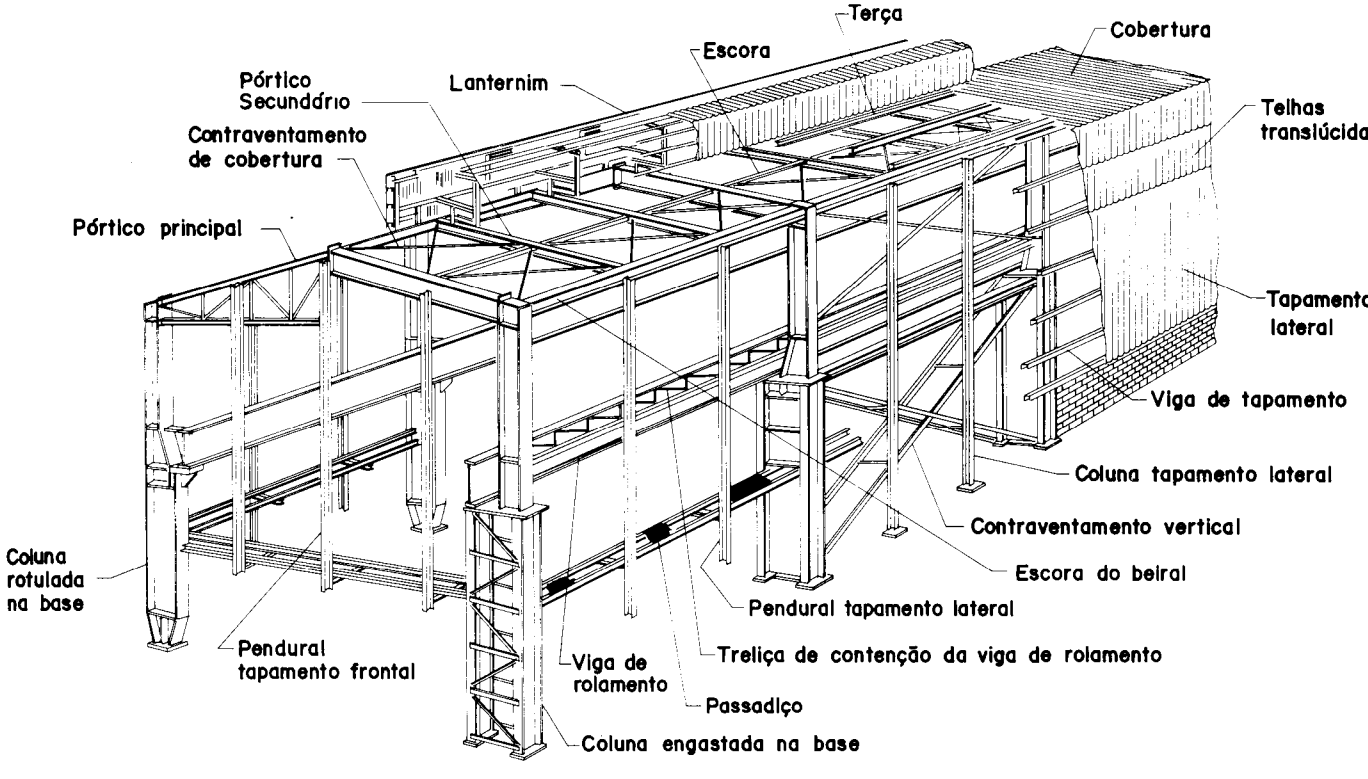
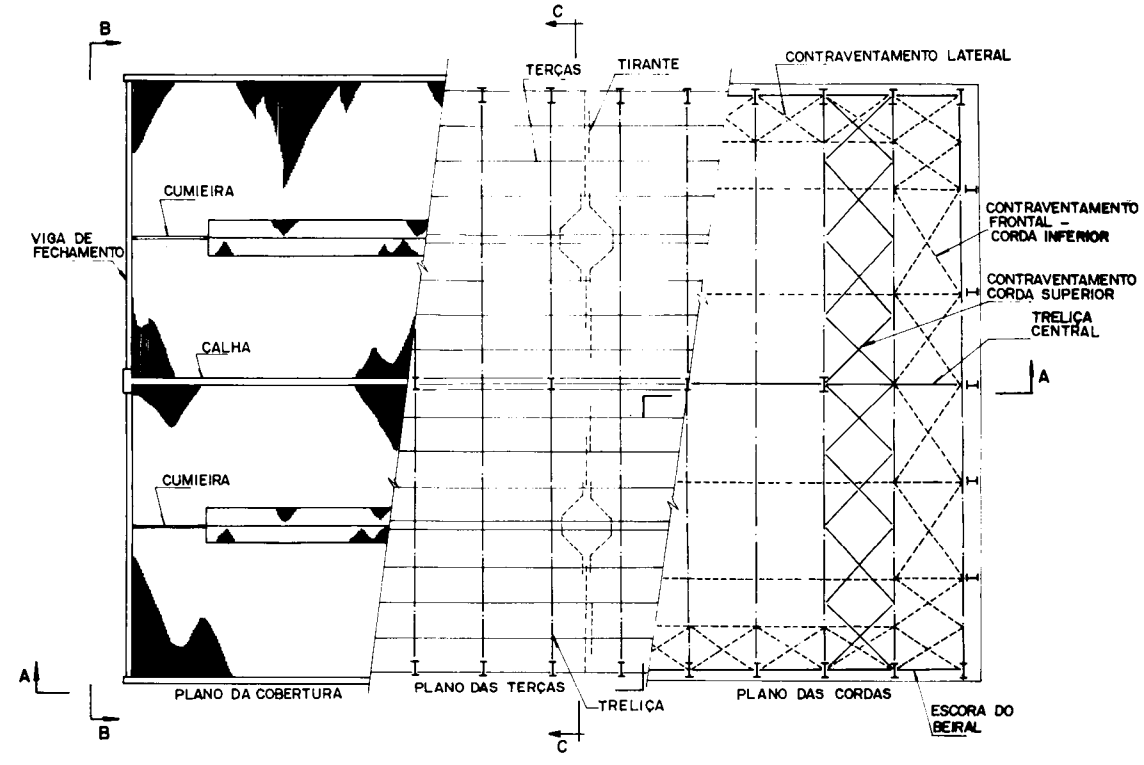
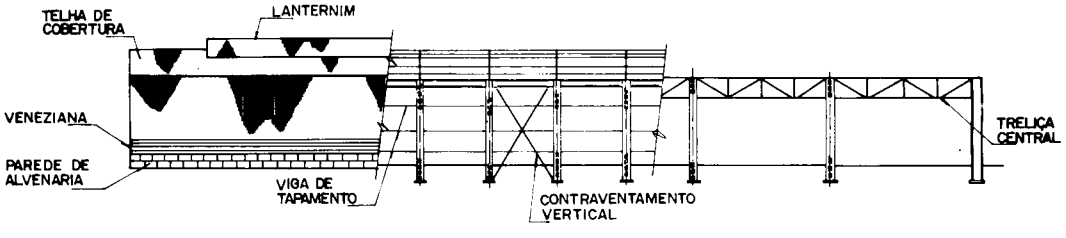


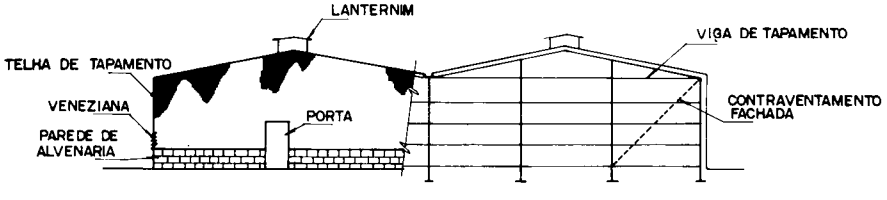
Fig. 6.17 - Perspectiva didática de um galpão industrial com indicação do nome usual de seus principais componentes



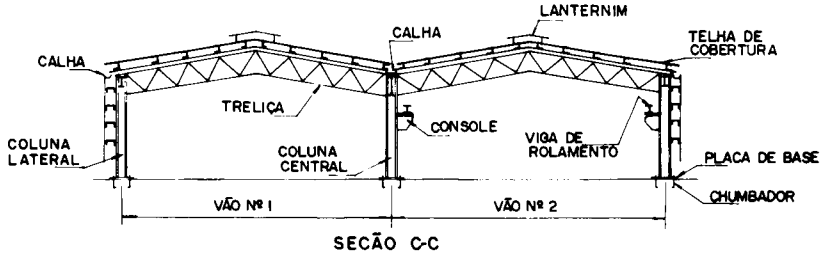
PLANO DA PARTE SUPERIOR DE UM GALPÃO GEMINADO



VISTA A-A



VISTA B-B



SECÃO C-C

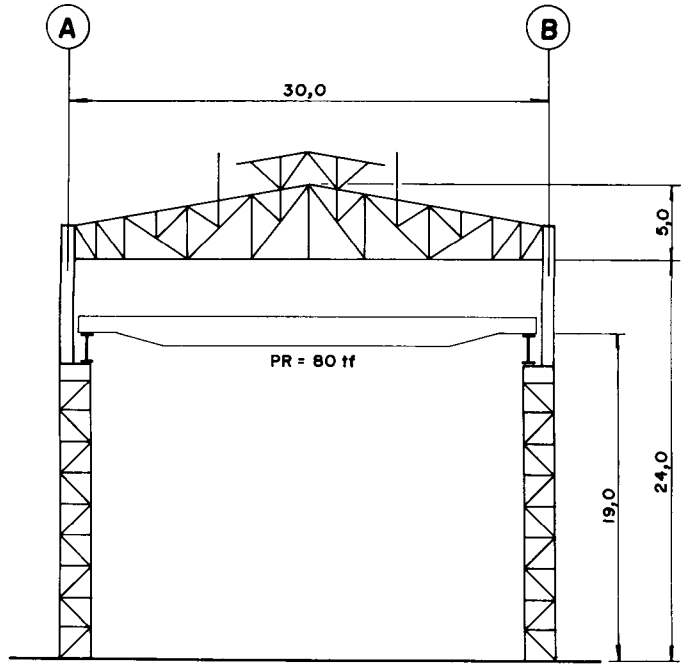
Fig. 6.18 - Galpão geminado nos seus vários planos e elevações

Resumo dos principais elementos estruturais com os tipos de solicitação e materiais mais empregados.

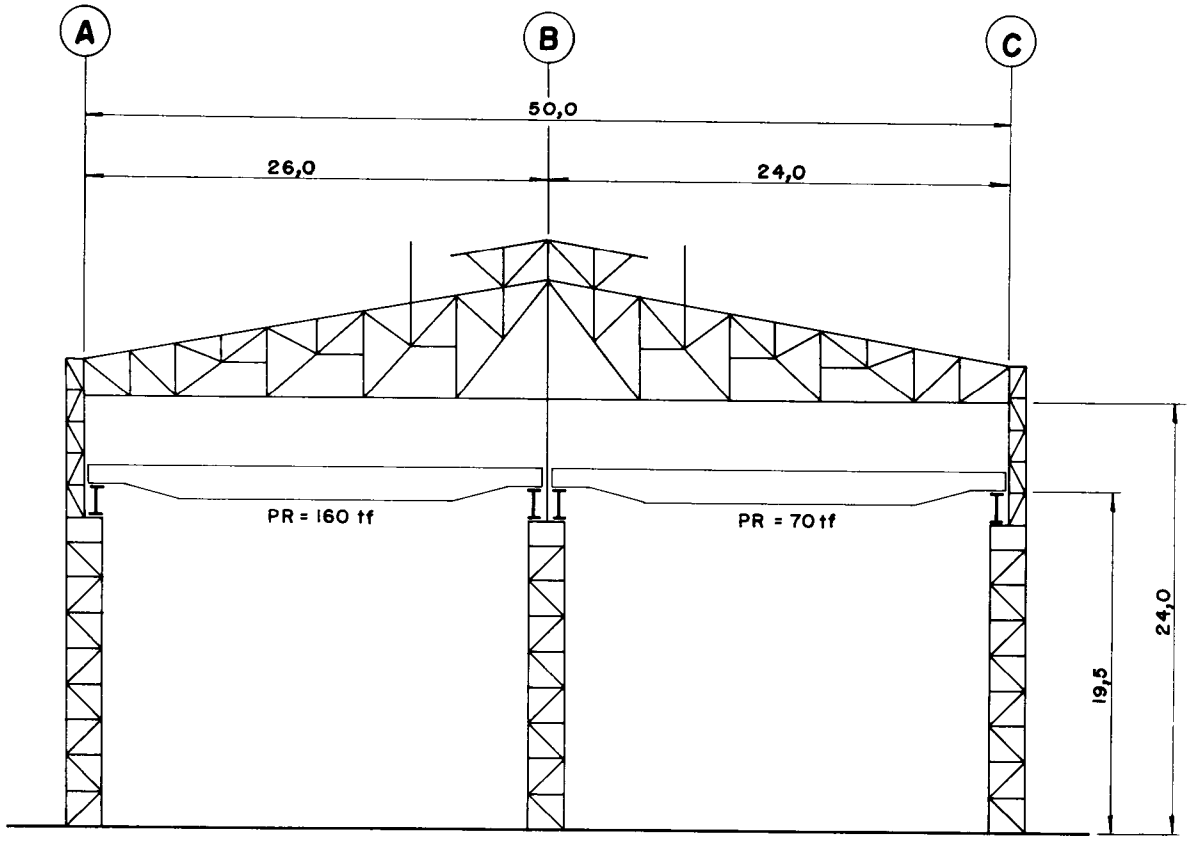
Nota: Os elementos estruturais poderão estar sujeitos a uma ou mais solicitações.

Elementos Estruturais	Solicitações							Tipos de Materiais Empregados
	Tração	Compressão	Flexão		Cisalhamento	Fadiga	Verificação Deformação	
			S	D				
Terças			x	x			x	
Escoras do Beiral		x	x	x			x	
Tirantes	x							∅ Barra Redonda
Cumeeira			x	x			x	
Vigas de Tapamento				x			x	
Colunas de Tapamento	x	x	x				x	
Contrav. Horizontais	x	x						∅
Contrav. Verticais	x	x						∅
Placas de Base		x	x					Chapas
Chumbadores	x				x			∅
Tesouras	x	x					x	
Vigas do Pórtico		x	x		x		x	
Vigas Int. do Pórtico			x		x		x	
Colunas	x	x	x	x			x	
Vigas de Rolamento		x	x	x	x	x	x	
Juntas Soldadas	x	x	x	x	x	x		
Juntas Parafusadas	x	x			x	x		

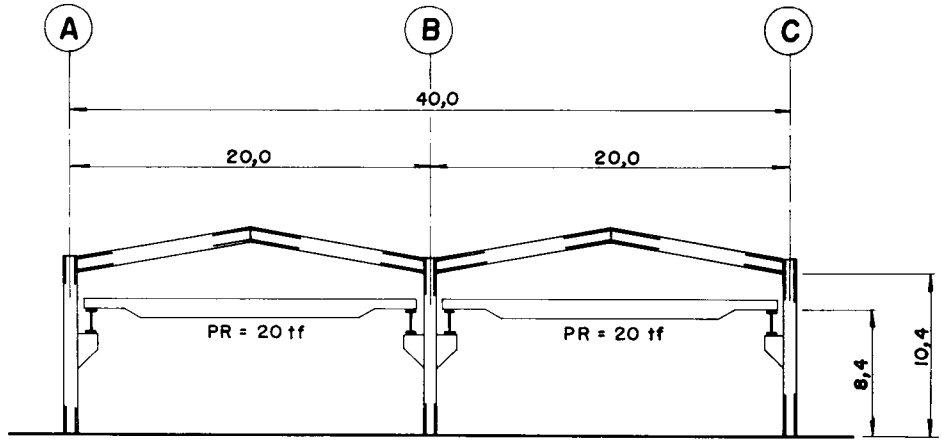
Fig. 6.19 - Resumo dos principais elementos estruturais



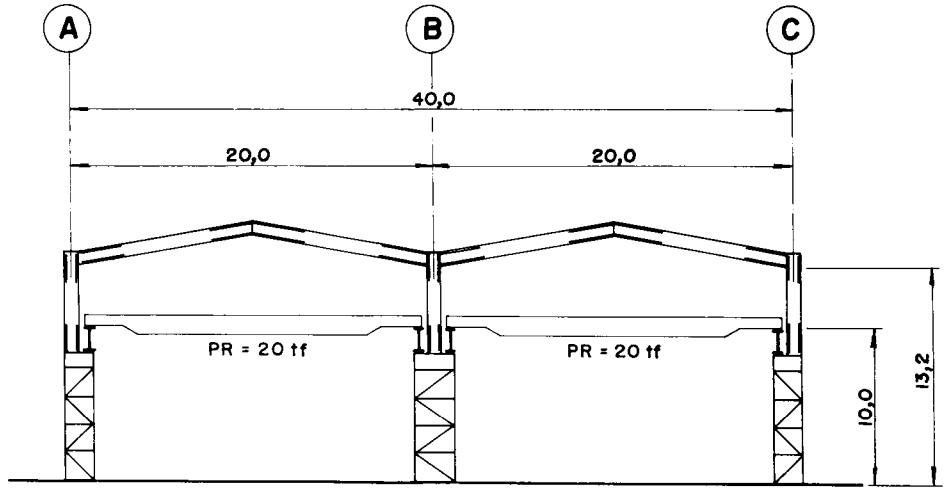
GALPÃO "A"



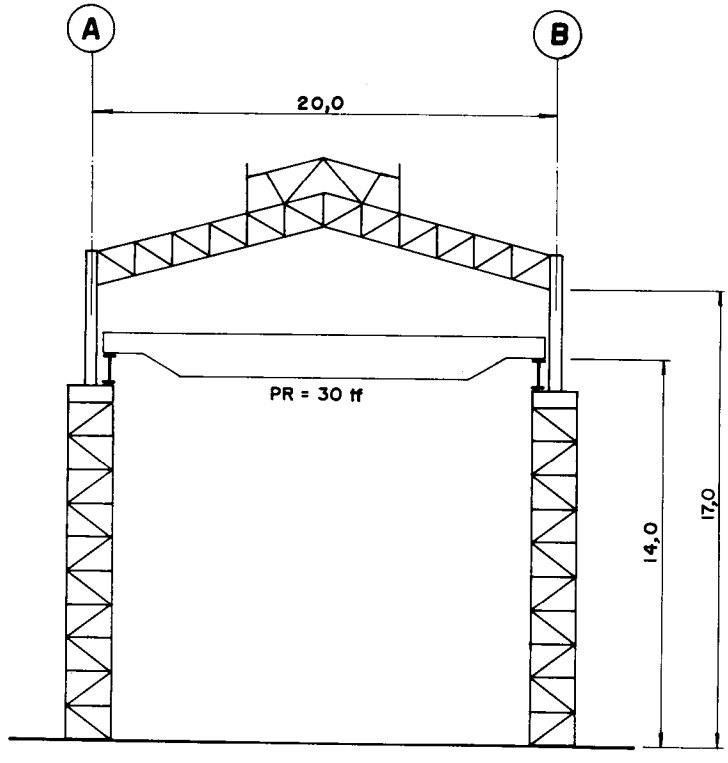
GALPÃO "B"



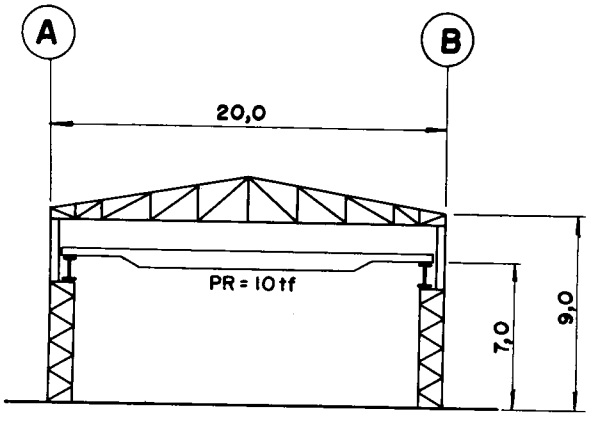
GALPÃO "C"



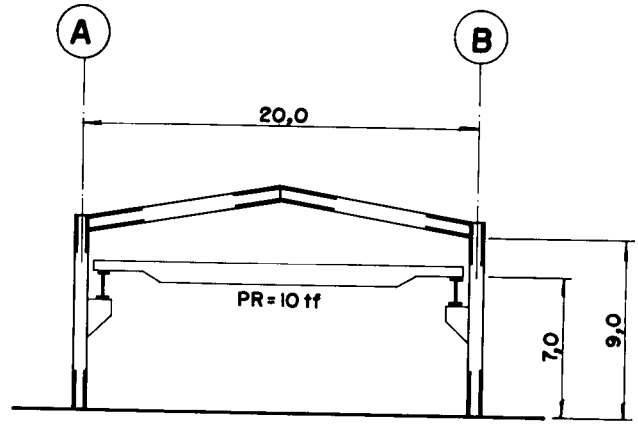
GALPÃO "D"



GALPÃO "E"



GALPÃO "F"



GALPÃO "G"

Tabela 6.3 - Comparações entre vários tipos de galpão

Estrutura tipo		A		B		C		D		E		F		G	
Partes da estrutura	Vão (m)	30		26-24		20-20		20-20		20		20		20	
	dc (m)	12		12,5		12		12		14		6		6	
	htt (m)	19		19,5		8,4		10		14		7		7	
	H (m)	24		24		10,4		13,2		17		9		9	
	L (m)	72		125		108		108		84		48		48	
	PR (tf)	80		160-70		20		20		30t		10t		10t	
		kg/m²	%	kg/m²	%	kg/m²	%	kg/m²	%	kg/m²	%	kg/m²	%	kg/m²	%
Chumbadores		2	0,8	1,6	0,6	0,5	0,7	0,5	0,7	1,2	0,8	1	2	0,9	1,5
Colunas principais		97	39,5	96	38	15	20	15	19,4	34	23,4	13	26	19	32,2
Vigas de rolamento com treliças		43	17,5	57	23	25	33	25	32,4	38	26,2	12	24	11	18,7
Cobertura		36	14,5	48	19	23	31	23	29,9	30	20,7	13	26	17	28,8
Lanternim		10	4,1	4,6	1,8	-	-	-	-	4,8	3,3	-	-	-	-
Contraventamento vertical		9,7	4,0	14	5,6	0,7	0,9	0,9	1,2	2,0	1,4	1,1	2,0	1,1	1,9
Tapamento lateral		16	6,5	9,8	3,9	4,4	5,9	5,4	7,0	19,3	13,3	5,0	10	5,0	8,5
Tapamento frontal		14,5	5,9	8,8	3,5	3,2	4,2	4,0	5,2	8,3	5,8	3,3	6,6	3,3	5,6
Escadas		1,5	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,3	0,4	1,2	0,8	0,5	1	0,5	0,8
Passadiços + corrimãos		3,8	1,5	1,8	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Parafusos		7,4	3,0	4,8	1,9	1,4	1,9	1,4	1,8	4,2	2,9	0,7	1,4	0,7	1,2
Soldas		5,1	2,1	4,6	1,8	1,0	1,3	1,0	1,3	2,0	1,4	0,5	1	0,5	0,8
Calhas		-	-	-	-	0,5	0,7	0,5	0,7	-	-	-	-	-	-
Parte superior		47	19	55	21,8	24	32	24	31,2	35	24,1	15	26	18	28,8
Parte inferior		199	81	197	78,2	51	68	53	68,8	110	75,9	35	74	41	71,2
Total - kg/m²		246	100	252	100	75	100	77	100	145	100	50	100	59	100
Total - kg/m³		10,3	-	10,5	-	7,2	19	5,8	24,23	8,5	-	5,6	-	6,6	-

dc = distância entre colunas
htt = altura do topo do trilho
H = Altura livre
L = Comprimento total
PR = Ponte rolante

CAPÍTULO 7

Chapas de cobertura e tapamento

Elementos que compõem um galpão

Nos capítulos 7 a 15 vamos analisar as peças que compõem um galpão, adotando-se uma sistemática de definição, tipos de solicitação, tipos de material empregado, detalhes construtivos, pré-dimensionamento, comentários e exemplos.

7 - Chapas de cobertura e tapamento

São basicamente as chapas que envolvem e "vestem" uma estrutura, protegendo-a tanto exterior como interiormente das intempéries. Existe uma gama muito grande de perfis no mercado, com pequenas variações entre fabricantes, sendo necessário consultar seus catálogos para se determinar as características detalhadas de cada uma (veja exemplo de uma tabela no anexo). Para alguns edifícios, em que há necessidade de isolamento térmico, devem ser tomadas medidas complementares, como, por exemplo, o uso de chapas-sanduíche.

Os principais tipos de material existentes no mercado para revestimento de edifícios são: aço galvanizado com e sem pintura; alumínio com e sem pintura; fibrocimento; translúcidas (PVC e fiberglass) e sanduíche.

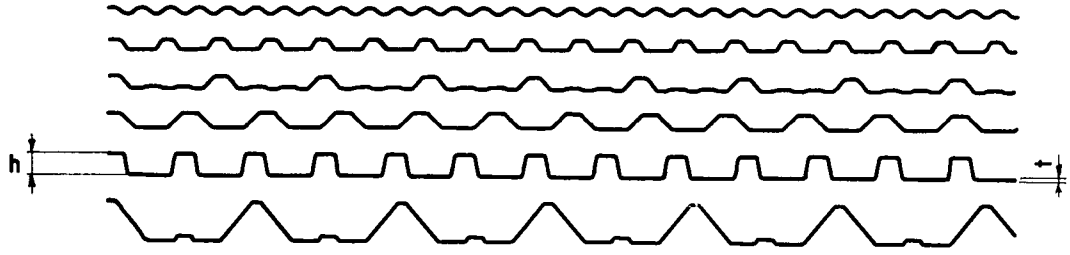
7.1 - Chapas de aço

As chapas de aço galvanizado, de conformação ondulada, cujo uso já foi generalizado, estão sendo substituídas por telhas com outras conformações. As chapas com corrugação *trapezoidal*, por possuírem maior inércia que as onduladas e permitirem maior espaçamento entre vigas de apoio, têm praticamente o mesmo custo, tornando-se mais econômico usar este tipo de conformação.

As chapas de aço galvanizado com pintura estão sendo muito empregadas, pois são encontradas em várias cores. Podem ser encontradas em cores diferentes nos dois lados, o que permite aos arquitetos dar melhor acabamento estético aos edifícios industriais.

A iluminação natural pode ser obtida por meio de caixilhos de vidro ou pela introdução de chapas translúcidas moldadas no mesmo perfil das chapas de aço.

Por causa da resistência transmitida pelos perfis e dos grandes comprimentos disponíveis, este tipo de tapamento de aço pode vencer apreciável distância entre suportes. Em alguns casos, de fato, as terças podem ser deprezadas e os tapamentos apoiados diretamente sobre a estrutura-suporte. Isso está sendo adotado para telhado plano ou de pequena inclinação. A Fig. 7.1 dá um resumo dos principais tipos encontrados no mercado. A inclinação mínima recomendada para este tipo de telha é de 5%, com uma sobreposição de 200 mm. Caso a inclinação seja inferior, é necessário o emprego de massa ou fita vedadora.



Tipo	Alt. h	Esp. (t)	Vão máx.	Peso
	mm	mm	m	kg/m²
ondulada	17	0,43 a 1,25	até 3,00	4,17 a 12,12
trapezoidal	25 a 100	0,43 a 1,25	até 7,50	4,00 a 12,63

Fig. 7.1 - Tipos de chapa de aço

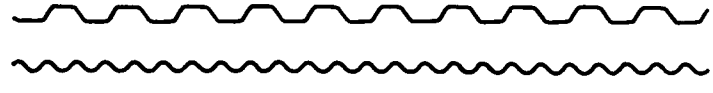
7.2 - Chapas de alumínio

Como alternativa das chapas de aço, o alumínio pode ser usado tanto para os tapamentos laterais e frontais quanto para todo o telhado. As chapas de alumínio, como as de aço, podem ser obtidas em vários perfis. Embora as chapas de alumínio sejam mais caras que as de aço, elas pesam menos, e, em grandes coberturas, podem apresentar um de carga de peso próprio, com a correspondente diminuição de peso próprio da estrutura-suporte. Contudo, existe uma restrição a este respeito: dependendo das dimensões do telhado e do ângulo de inclinação, o efeito da carga de vento é o inverso do peso próprio. Portanto, uma estrutura mais leve requereria maior ancoragem que uma estrutura normal.

Para se conseguir os efeitos de isolamento térmico, as chapas de alumínio necessitam de um revestimento com as mesmas características das chapas de aço. Elas podem ser encontradas no mercado também pintadas de um ou dos dois lados.

Deve-se evitar o contato direto das telhas de alumínio com a estrutura metálica (aço) para eliminar a corrosão eletroquímica, o que é obtido através de pintura com tinta à base de cromato de zinco ou betuminosa, papelão betuminoso, madeira ou colagem de fitas especiais. O mesmo cuidado deve ser tomado nos pontos de fixação, onde os parafusos devem ser galvanizados ou cadmiados.

As chapas de alumínio são fáceis de manusear mas suscetíveis de deformação ou mancha se a colocação não for realizada com o devido cuidado. O cimento e a cal atacam o alumínio. A Fig. 7.2 dá um resumo dos principais tipos encontrados no mercado. A inclinação mínima recomendada é de 10%, ou seja, 6°.



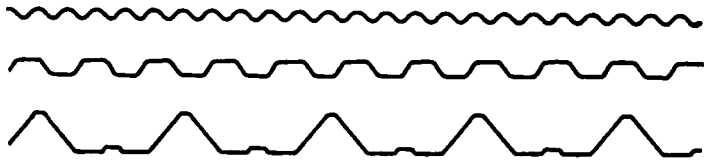
Tipo	Alt. h	Esp. (t)	Vão máx.	Peso
	mm	mm	m	kg/m²
ondulada	17	0,5 a 0,8	1,80	1,69 a 3,4
trapezoidal	38 e 40	0,5 a 1,0	2,80	1,69 a 3,4

Fig. 7.2 - Tipos de chapa de alumínio

7.3 - Chapas de fibrocimento

O peso das chapas de fibrocimento é bem maior que o do aço ou do alumínio, com correspondente efeito sobre a estruturasuporte. Encontra-se no mercado uma gama muito grande de tipos e alturas.

A Fig. 7.3 fornece como referência a declividade mínima admissível para cada tipo de telha e o vão máximo de utilização.



Tipo	Alt. h	Esp.	Decl.	Vão máx.	Peso
	mm	mm	%	m	kg/m²
a) onduladas	51	6	10 a 15	1,69	18
		8	10 a 15	1,99	25
	125	6	10 a 15	3,96	25
		8	3 a 5	4,46	25
b) trapezoidais	35	6	10 a 15	1,20	25
c) canaletes	180	10	3 a 5	5,50	25
	244	8	3 a 5	7,00	25

Fig. 7.3 - Tipos de chapa de fibrocimento

7.4 - Chapas translúcidas

Têm por finalidade melhorar o índice de iluminação interna e são usadas, em partes, no revestimento. Apresentam variação muito grande e podem ser compatíveis com os vários formatos das demais telhas. Um exemplo de colocação dessas chapas é indicado na Fig. 7.4.

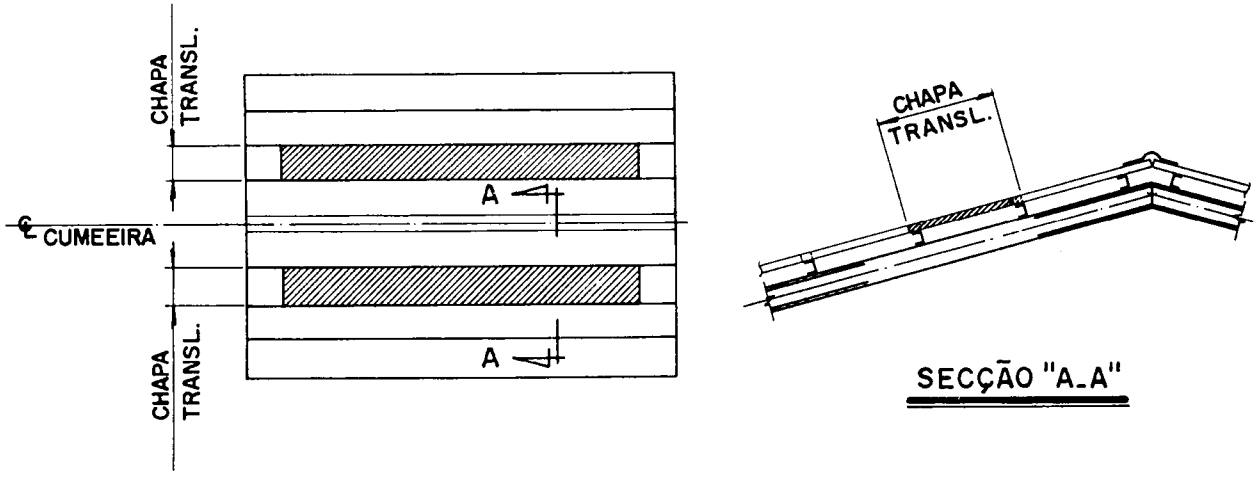


Fig. 7.4 - Colocação de chapa translúcida

7.5 - Chapas tipo sanduíche

São basicamente formadas por duas chapas, em cujo interior se coloca uma camada de um material isolante, como o poliuretano ou lã de rocha, com a finalidade de dar melhor isolamento térmico à área a ser coberta. Como a resistência da telha-sanduíche é maior que a da isolada, trabalha-se com vãos maiores, até 4,00 m, com espessuras de chapas mais finas. Por exemplo: para uma espessura de chapa de aço isolada de 0,65 mm, pode-se trabalhar com duas de 0,50 mm.

Na Fig. 7.5 são mostrados dois tipos, sendo que na (a) a face inferior é plana e na (b) ambas são iguais.

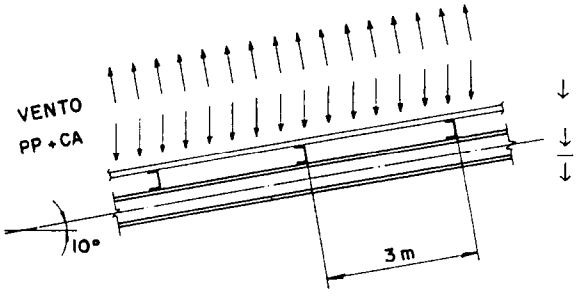
Fig. 7.5 - Chapas tipo sanduíche

7.6 - Exemplo 7.1

1 - Especificar a chapa de aço a ser colocada em uma cobertura, para uma distância entre terças de 3,0 m, sujeitas a uma carga acidental de 50 kgf/m² e a uma pressão de vento de -117 kgf/m². (Tab. C-39).

Flechas a serem adotadas: CP + CA → L/200

CP + vento → L/125



1ª hipótese

↓CP telha 7 kgf / m²

↓CA 50 kgf / m²

↓ 57 kgf / m²

57 cos 10° = 56

2ª hipótese

↓ CP telha 7 kgf / m² cos.10°

↑ VENTO −117 kgf / m²

↑ −110 kgf / m²

Fig. 7.6

Procurando na tabela do fabricante Perkrom PK-40 temos, para três apoios:

Tipo	Vão	Flecha/tensão	Carga admissível	Telha	kg/m²
Similares BT-40, RF-40	3,0	L/200 L/125 Fb = 1400 kgf/cm²	120 > 56 195 > 110 125 > 110	0,65	6,67

7.7 - Detalhes construtivos

Especial atenção deve ser dada aos detalhes de fixação das telhas às terças e à costura entre elas. Ao se calcular a pressão do vento sobre a cobertura e o tapamento, a própria norma de vento (NBR 6123) indica as zonas críticas mais sujeitas a arrancamento (Fig. 7.7.a). Este é realmente o grande problema, principalmente na região de ventos fortes ou em estruturas com coeficientes de pressão e sucção altos (Fig. 7.7.b.c). Os catálogos dos fabricantes indicam a maneira de fixá-las de modo muito geral, não dando nenhuma ênfase às zonas críticas.

Ao se trabalhar com espessura muito fina, 0,43 mm nas zincadas e 0,5 a 0,7 mm nas de alumínio, cuidados especiais devem ser tomados, pois essas telhas estão sujeitas a rasgamentos em regiões de sucções altas.

As goivas, com o formato da onda da telha, aumentam muito a resistência das telhas ao arrancamento e são usadas nas regiões de fortes ventos e grandes arrancamentos.

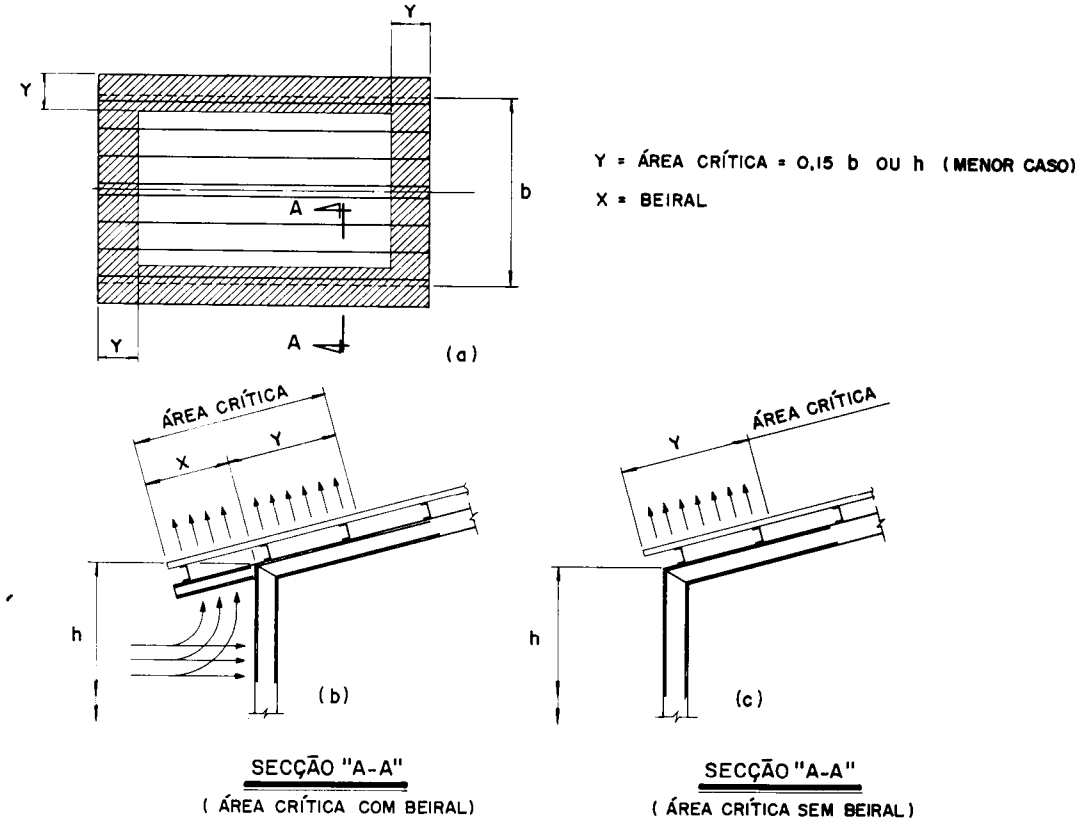


Fig. 7.7 - Áreas críticas em galpões

CAPÍTULO 8

Terças, vigas de tapamento, cumeeiras e escora do beiral

8.1 - Terças

São vigas colocadas na cobertura, situadas entre vigas principais ou secundárias de pórticos ou tesouras, com a finalidade de suportar as chapas de cobertura. Estão normalmente sujeitas às solicitações de flexão dupla e excepcionalmente a flexão simples (caso de telhado plano), provocadas pelas cargas que atuam sobre as telhas, como: cargas acidentais (chuva, poeira, pessoas na cobertura) e pelas cargas provocadas pelo *vento,* que podem ser de pressão ou de sucção. Há necessidade de se verificar três hipóteses de carregamento:

1 - CP + CA

2 - CP + vento (sucção)

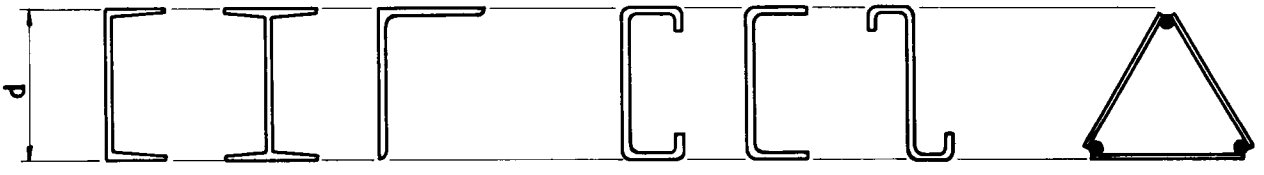
3 - CP + CA + vento (pressão)

8.2 - Vigas de tapamento

São vigas situadas entre pórticos ou colunas com a finalidade de servir de apoio para as chapas de tapamento. Estão sujeitas a solicitações de flexão dupla: no sentido da maior inércia, provocada pela pressão ou sucção do vento, e no sentido da menor inércia, provocada pelo peso próprio das vigas e chapas de tapamento.

Como as vigas de tapamento nada mais são do que terças colocadas na horizontal, com inclinação nula, tudo o que se disser daqui para a frente vale para ambas.

Os tipos de material mais empregados são:



Perfis laminados | Perfis dobrados | Perfil composto

Fig. 8.1 - Tipos de perfil

1 - Pré-dimensionamento

Como caráter orientativo, podemos estabelecer para pré-dimensionamento a seguinte relação:

$d \cong L/40$ a $L/60$ Flecha $\Delta \leq L/200$

d = altura do perfil

L = vão

As terças podem ser calculadas como vigas contínuas ou biapoiadas. É comum, para diminuir o vão da terça no sentido da menor inércia, a colocação de tirantes intermediários aos apoios e, com isso, ter uma terça mais econômica.

Nomalmente, coloca-se um tirante para vãos de terças até 5 m a 6 m e, acima disso, dois tirantes. (Fig. 8.2).

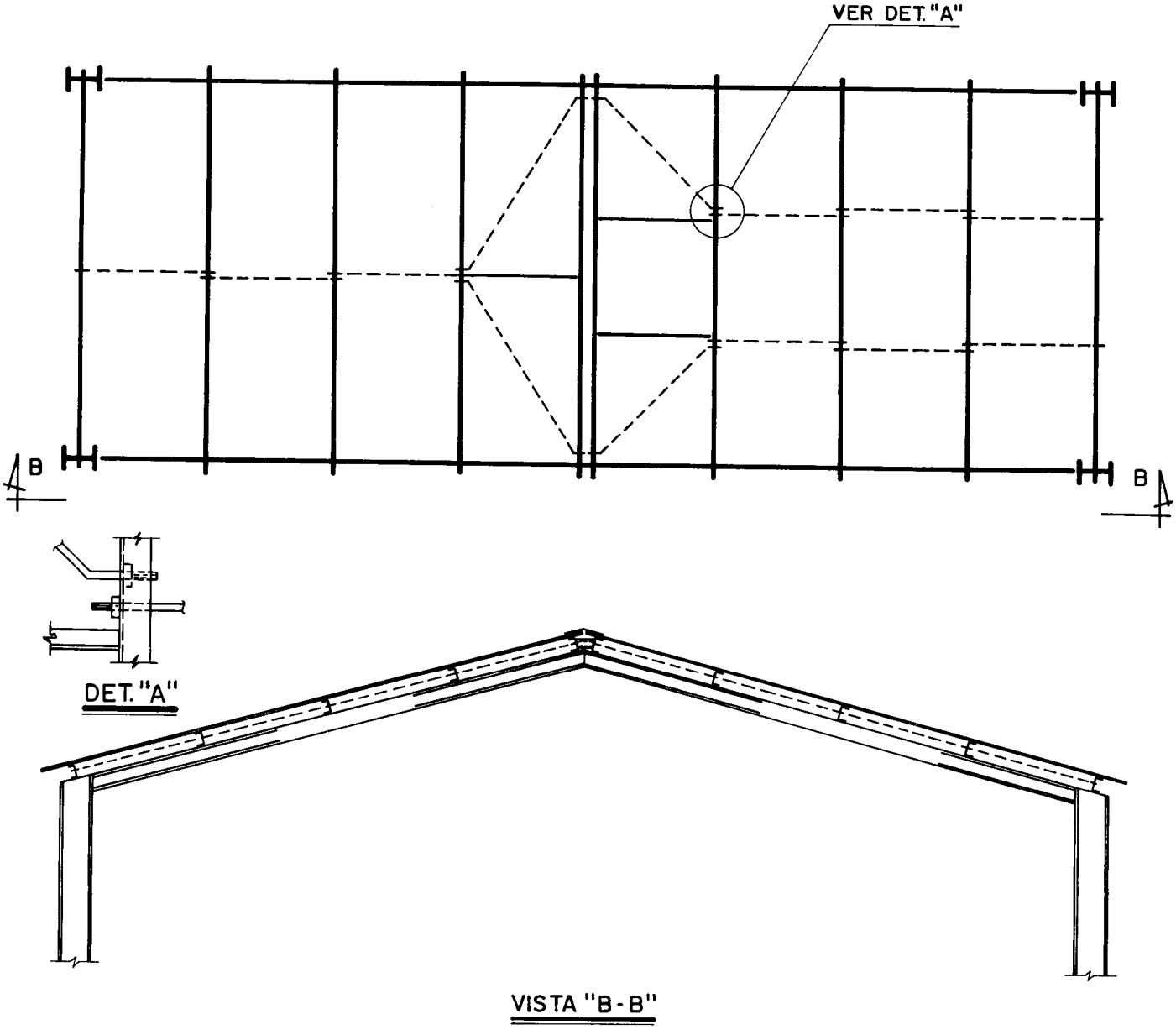


Fig. 8.2 - Disposição de terças

Outro artifício muito empregado quando a distância entre apoios é muito grande (> 8 m) é a colocação de "mãos-francesas", que além de diminuírem o vão dão um travamento na mesa inferior das vigas do pórtico ou do banzo inferior das treliças (Fig. 8.3).

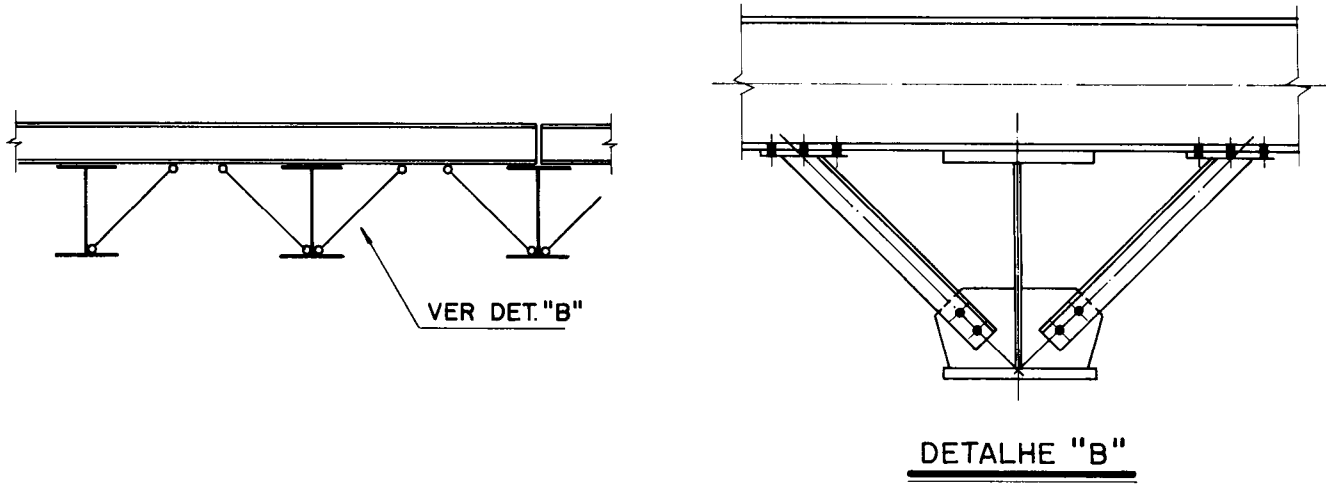


Fig. 8.3 - Terças com mão-francesa

Os tipos de fixação mais usuais para as terças nos apoios são (Fig. 8.4):

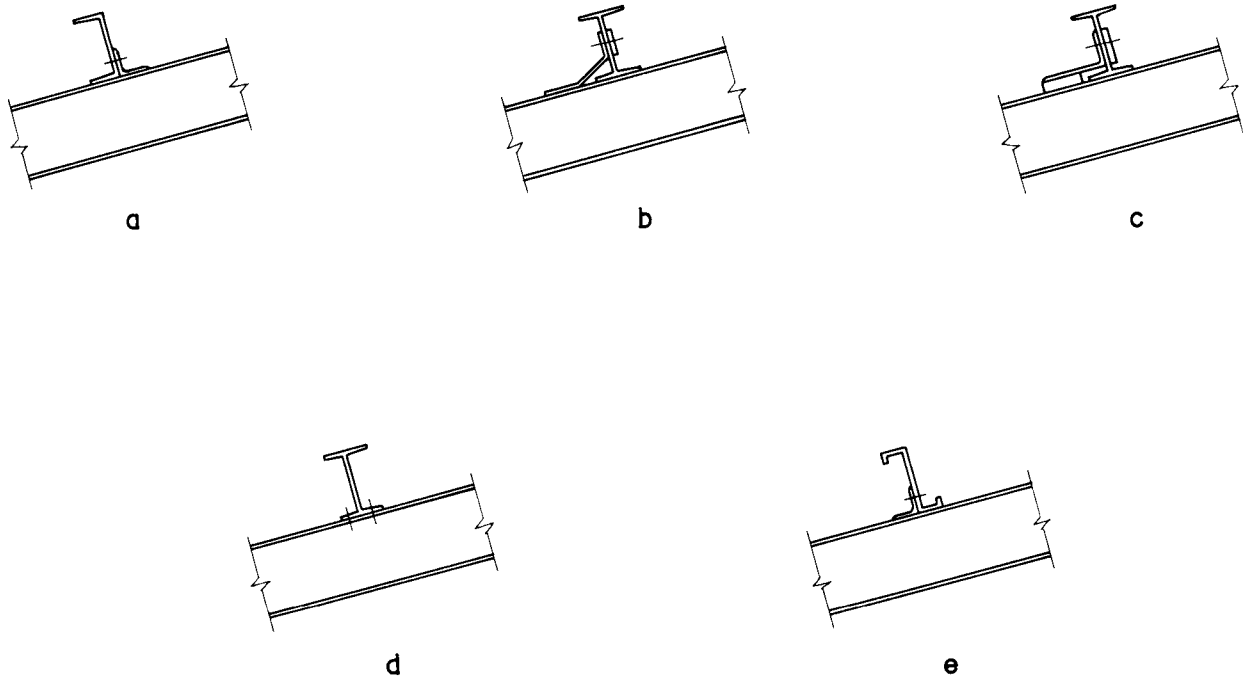
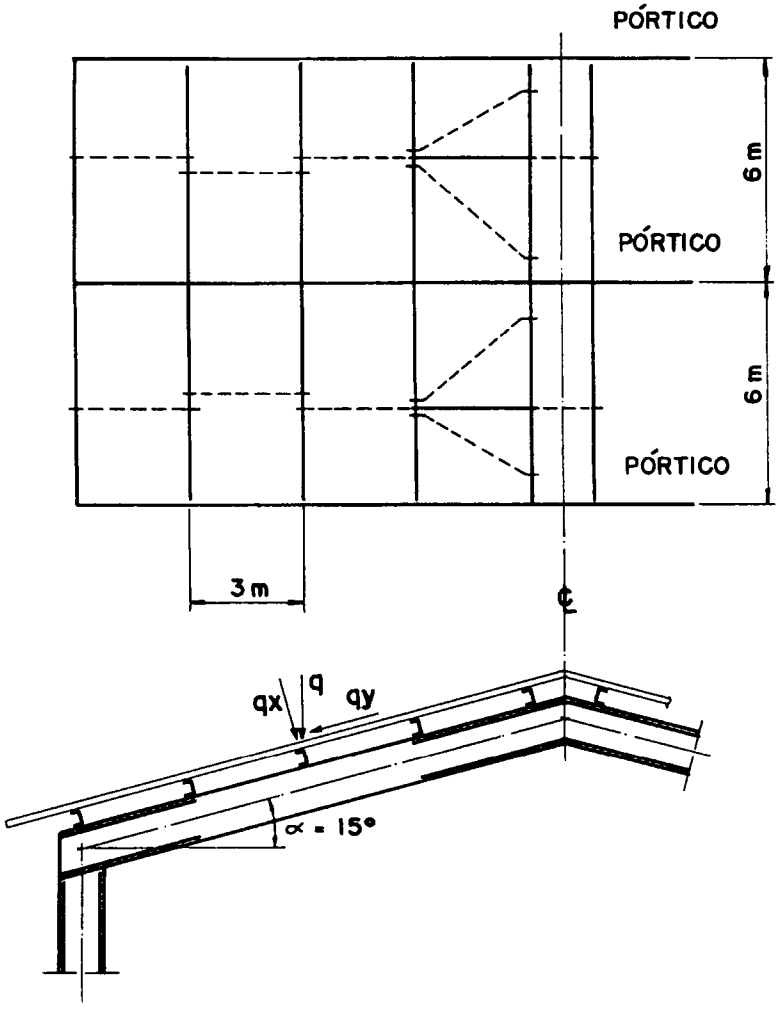


Fig. 8.4 - Apoio de terças

Exemplos: 8.1 - Dimensionar uma terça para um vão de 6,0 m sujeita, além do peso próprio, a uma carga acidental de 25 kgf/m² e a uma pressão de sucção de vento de 106 kgf/m². O espaçamento entre elas é de 3 m e a inclinação do telhado, 15° (Fig. 8.5).

Vamos dimensioná-la como biapoiada, com um tirante no meio.



Telha PK-40 de 0,65 mm
op 6,67 kgf/m² → 7 kgf/m²

Fig. 8.5

1.ª hipótese - CP + CA

↓ Chapa zincada 7
↓ Terça + tirante 5
12 kgf / m²
↓ CA 25
↓ 37 kgf / m²

$q = 37 \times 3 = 111$ kgf / m

↓ $qx = 111 \cos 15^{o} = 107{,}2$ kgf / m

← $qy = 111 \text{ sen } 15^{o} = 28{,}73$ kgf / m

$Mx = 107{,}2 \times 6^2 / 8 = 482{,}48$ kgfm

$My = 28{,}73 \times 3^2 / 8 = 32{,}32$ kgfm

2ª hipótese - PP + vento

↓ Chapa zincada 7
↓ Terça + tirante 5
12 kgf / m²
↑ Vento −106 kgf / m²

↑ $qx = (106 - 12 \cos 15^{o})\ 3 = 283{,}2$ kgf / m

← $qy = (12 \text{ sen } 15^{o})\ 3 = 9{,}32$ kgf / m

$Mx = 283{,}2 \times 6^2 / 8 = 1274{,}4$ kgfm

$My = 9{,}32 \times 3^2 / 8 = 10{,}48$ kgfm

Dimensionamento

1 - Seja: [152 x 12,2 kg / m laminado

$Ix = 546 cm^4 \quad Wx = 72 cm^3 \quad Wy = 8{,}2 cm^3 \quad Fy = 2.500 \ kgf / cm^2$

1ª hipótese - CP + CA

$$fb = \frac{48.248}{72} + \frac{3.232}{8{,}2} = 670 + 394 = 1.064 < 1.540 \ kgf / cm^2 \qquad OK$$

$$\downarrow \Delta x = \frac{5 \ q \ \ell^4}{384 \ E \ Ix} = \frac{5 x 1{,}072 x 600^4}{384 x 2.100.000 x 546} = 1{,}58 < \frac{\ell}{200} = \frac{600}{200} = 3{,}0 cm \quad OK$$

2ª hipótese - CP + vento

$$fb = \frac{127.440}{72} + \frac{1.048}{8{,}2} = 1.770 + 128 = 1.898 \cong 1.500 x 1{,}25 \ \text{(acré scimo devido ao vento)} =$$

$$= 1.875 \ kgf / cm^2 \quad OK$$

$$`\Delta x = \frac{5 x 2{,}832 x 600^4}{384 x 2.100.000 x 546} = 4{,}17 > \frac{\ell}{200} = 3{,}0 \ cm \quad \text{Não}$$

Verificamos que esta terça está com as tensões iguais à admissível; porém, a flecha está muito grande para a 2ª hipótese. A solução para minorar estes efeitos é fazê-la contínua, em dois vãos, o que reduziria ligeiramente as tensões e sensivelmente a flecha para:

$$\Delta x = \frac{qx \ \ell^4}{184 \ E \ Ix} = \frac{2{,}832 x 600^4}{184 x 21.00.000 x 546} = 1{,}74 cm < 3{,}0 \ cm \quad OK$$

2 - Em perfil de chapa dobrada

Aço CF24 - NBR 6649 Fy = 2.350 kgf/cm² Fb = 1.400 kgf/cm²

seja: [$200 x 75 x 25 x 3{,}35 \quad Ix = 753 cm^4 \quad Wx = 75{,}3 cm^3 \quad Wy = 18{,}1 cm^3$

peso 9,83 kgf/m

Cálculo aproximado:

1ª hipótese

$$\frac{48.248}{75{,}3} + \frac{3.232}{18{,}1} = 641 + 178 = 819 < 1.400 \ kgf / cm^2 \quad OK$$

2ª hipótese

$$\frac{127.440}{75{,}3} + \frac{1.048}{18{,}1} = 1.692 + 58 = 1.750 < 1.400 x 1{,}25 = 1.750 \ kgf / cm^2 \quad OK$$

$$\Delta x = 4{,}17 \times \frac{546}{766} = 2{,}97 < 3{,}0\,\text{cm} \quad \text{OK}$$

Obs.: O projetista não deve levar em consideração apenas o peso na hora de indicar o material, mas também preço e disponibilidade de mercado.

O cálculo da terça em chapa dobrada é aproximado. O correto é fazê-lo de acordo com a "Specification for the design of cold-formed Steel Structural members - 1986 - Part I e II" (AISI).

Exemplo 8.2 - Dimensionar uma viga de tapamento para um vão de 5,0 m, espaçada a 2,5 m, sujeita à pressão de vento de 60 kgf/m². Vamos calculá-la como contínua (Fig. 8.6).

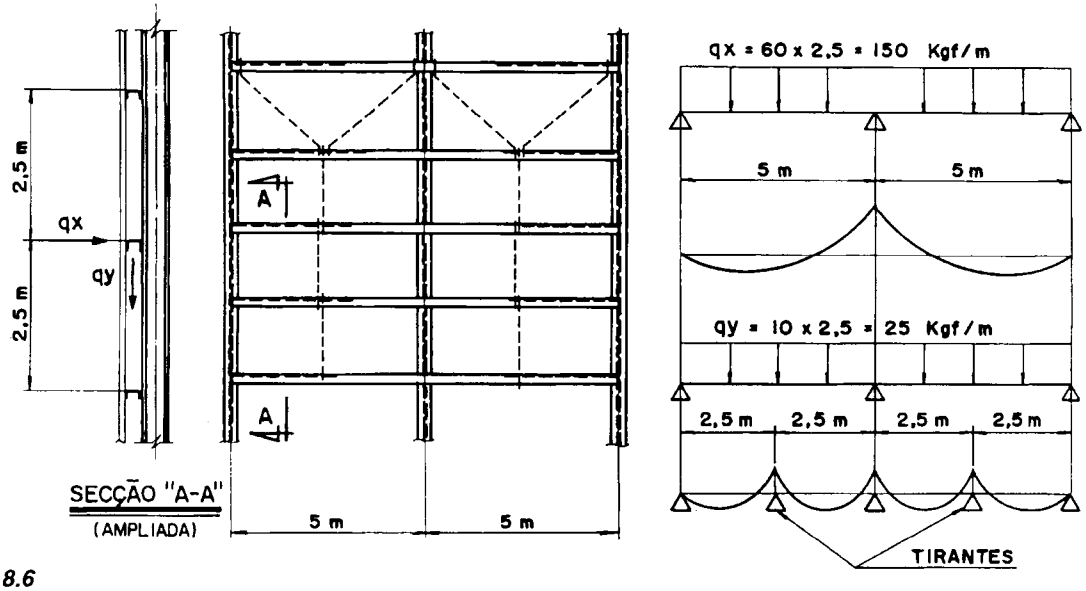


Fig. 8.6

CP

Vigas de Tap. + Tirantes = 5

Chapa Zincada $= \frac{5}{10}$ kgf / m²

Telha pm - 40 de 0,43 mm
pp = 4,41 ≅ 5 kg/m²

Vento 60 kgf / m²

→ qx = 60 x 2,5 = 150 kgf / m

↓ qy = 10 x 2,5 = 25 kgf / m

$Mx = 150 \times 5^2 / 8 = 469$ kgfm

$My = 25 \times 2{,}5^2 \times 0{,}0714 = 4{,}46$ kgfm

Seja: 102 x 8,03 kgf / m (perfil laminado)

$Ix = 162\ cm^4 \quad Iy = 13{,}7\ cm^4 \quad Wx = 31{,}4\ cm^3 \quad Wy = 4{,}75\ cm^3$

$$fb = \frac{46.900}{31{,}4} + \frac{446}{4{,}75} = 1.494 + 94 = 1.588\ \text{kgf / cm}^2 < 1.500\ \text{kgf / cm}^2 \times 1{,}25\ (\text{vento}) \quad \text{OK}$$

$$\Delta x = \frac{qx\ \ell^4}{184\ E\ Ix} = \frac{1{,}5 \times 500^4}{184 \times 2100000 \times 162} = 1{,}50\,\text{cm} < \frac{\ell}{200} = 2{,}50\,\text{cm} \quad \text{OK}$$

$$\Delta y = \frac{0{,}25 \times 250^4}{184 \times 2{,}1 \times 10^6 \times 13{,}7} = 0{,}18\ \text{cm} < \frac{250}{200} = 1{,}25\ \text{cm} \quad \text{OK}$$

8.3 - Cumeeira

A cumeeira é formada pelas duas terças localizadas no topo do pórtico, interligadas por meio de chapas, ou outro tipo de armação. Está também sujeita a solicitações de flexão simples ou dupla, mas recebe aproximadamente a metade da carga. Se está situada em um nó do contraventamento do plano das terças, além das solicitações citadas adicionar as de compressão, por causa do vento frontal. Os demais procedimentos, como os das terças.

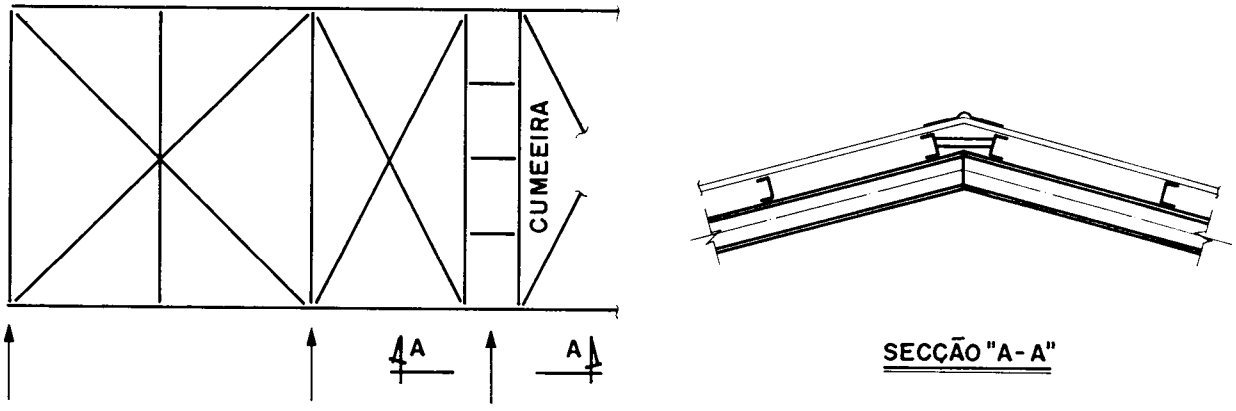


Fig 8.7 - Disposição da cumeeira

8.4 - Tirantes das terças e das vigas de tapamento (correntes)

São barras redondas colocadas entre apoios destas vigas, com finalidade de reduzir o vão entre elas no sentido da menor inércia. Estão unicamente sujeitos a esforços de tração (Fig. 8.8).

Os diâmetros normalmente usados são de 16 mm, para ficarem coerentes com o diâmetro dos parafusos. Pode-se adotar em galpões pequenos e leves um diâmetro menor, em torno de 12,5 mm.

Coloca-se, normalmente, um tirante para distâncias entre apoios de vigas até 6 m e dois para vãos maiores.(Fig. 8.9).

Com relação à altura das terças, os tirantes, para serem eficientes, devem ser colocados nas seguintes posições: no meio, para perfis com altura até 152 mm (Fig. 8.8.a); nos terços superiores, se há predominância de carga vertical por causa de CP + CA, ou no terço inferior, se há predominância de vento (sucção). Uma alternativa que resolve estes casos é apresentada na Fig. 8.8.b.

Quando o painel do tapamento é muito grande, ultrapassando a resistência do diâmetro estabelecido, pode-se usar a distribuição da Fig. 8.9.c.

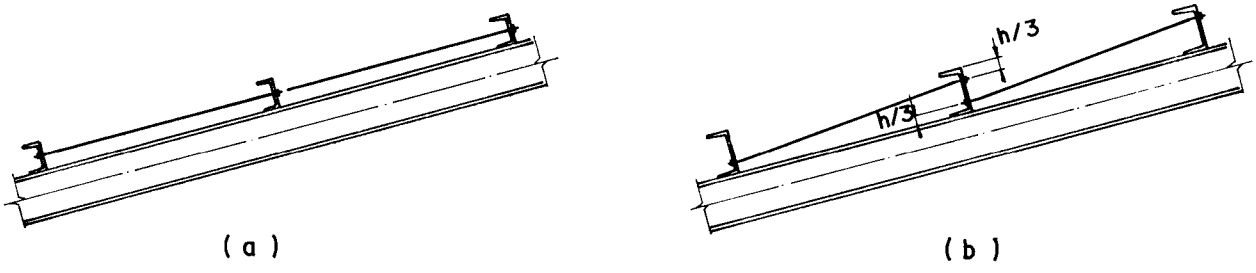


Fig. 8.8 - Ligação de tirantes com terças

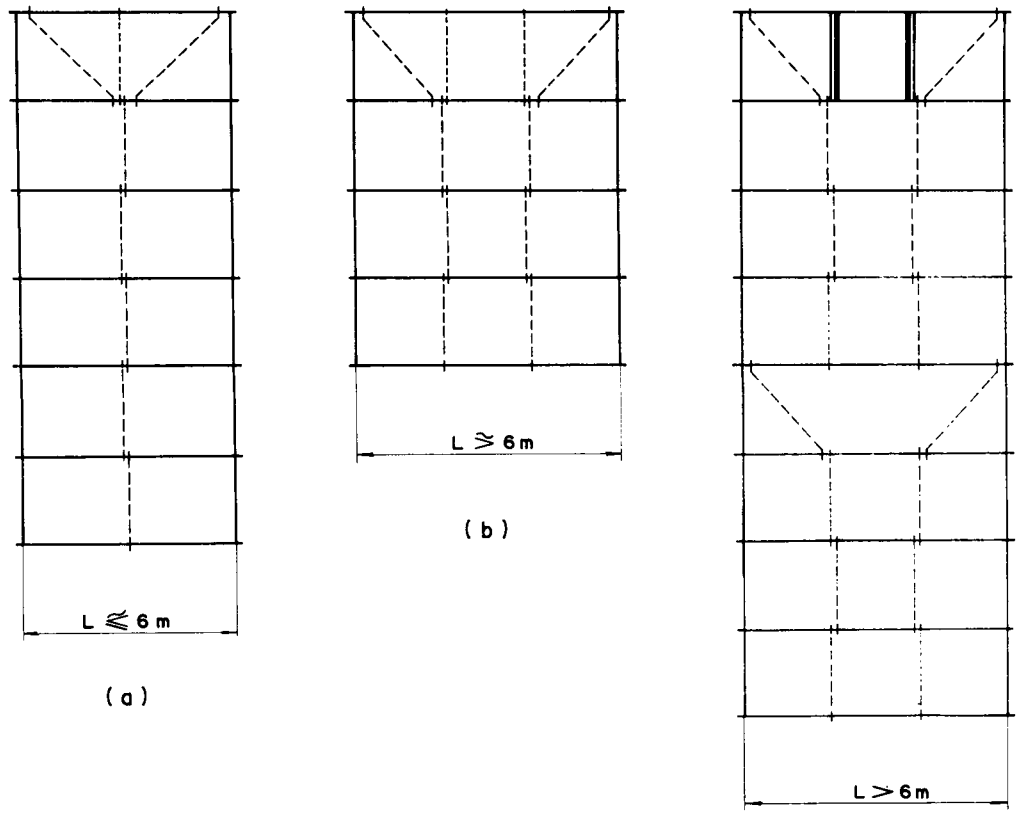


Fig. 8.9 - Esquemas para colocação de tirantes

Exemplo: 8.3 - Considerando as cargas do exemplo 8.1 e tendo em conta a Fig. 8.5, calcular o diâmetro dos tirantes.

$CP + CA = 37\,kgf/m^2 \;\; x \;\; sen\ 15° = 9{,}5\ kgf/m^2$

$R_T = 9{,}5 x Af = 9{,}5 x 3{,}0 x 12 = 342\ kgf$

Aço SAE 1010 $Ft = 1.254\ kgf/cm^2 = 0{,}33\ Fu$ sendo $Fu = 3.800\ kgf/cm^2$

$An = Rt/Ft = 342/1.254 = 0{,}272\ cm^2$

$At = \pi D^2/4 \qquad An = At$

$$D^2 = \frac{4 x 0{,}272}{\pi} = 0{,}347 \quad \therefore \quad D = 0{,}589\ cm = 5{,}89 mm.$$

Usar Ø mínimo de 12,5 mm

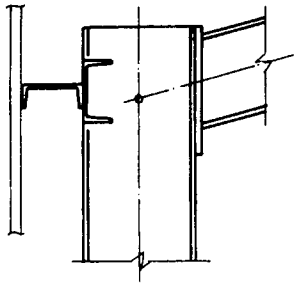
Af = área de influência

An = área necessária

8.5 - Escora do beiral

São barras simples ou compostas situadas próximo ao nó formado pela coluna com a viga do pórtico ou tesoura, tendo por finalidade dar estabilidade às colunas no sentido longitudinal.

Há várias maneiras de se colocar a escora, como:



1) Reforçar a viga de tapamento com outro perfil. Neste caso, é necessário verificar este perfil composto à flexão composta com aproximadamente a metade da carga. Temos também necessidade de verificá-la à flexão dupla com compressão, devido ao vento frontal. Esta solução é adotada para galpões leves e médios de pouca altura (~10 m). (Fig. 8.10).

Fig. 8.10

2) Outra solução é desvincular o tapamento da escora. Com isso, ela estará sujeita apenas aos esforços de flexocompressão, sendo a flexão devida ao peso próprio e às cargas das vigas dos pórticos e tesouras secundárias, se existirem; e a compressão devida ao vento frontal (Fig. 8.11 a 8.13).

a) Em perfil I ou H laminado ou soldado.

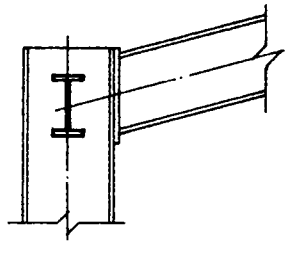


Fig. 8.11

b) Em perfil composto por 2L

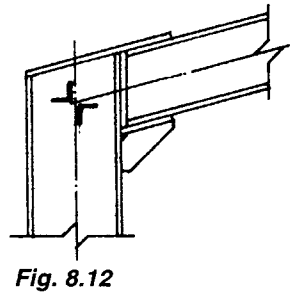


Fig. 8.12

c) Em perfil composto, formado por 2U ou 4L.

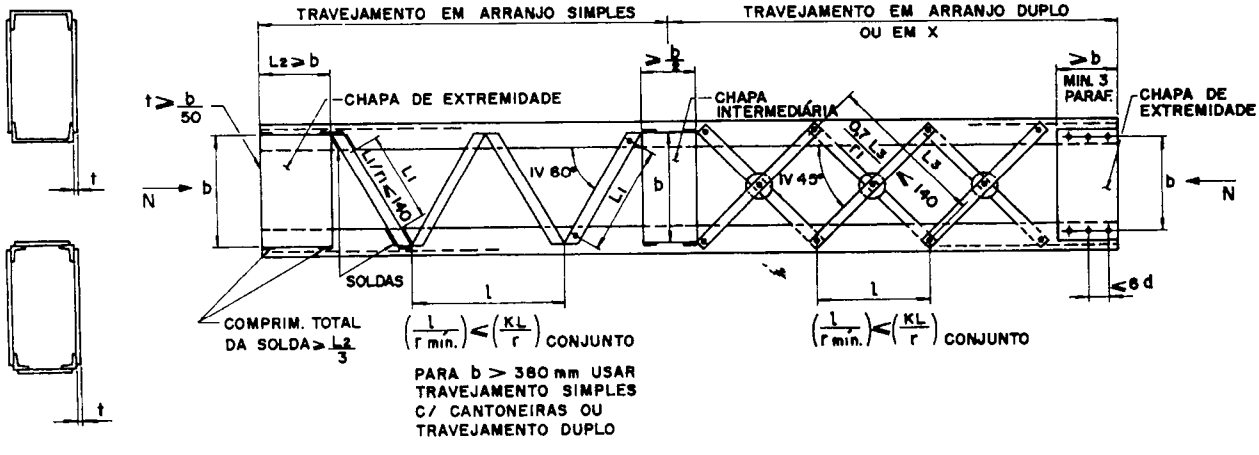
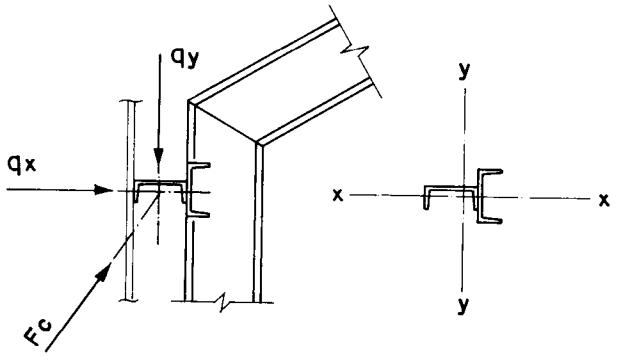


Fig. 8.13

Estas soluções são adotadas para galpões médios e pesados, com pontes rolantes maiores que 20 toneladas, ou quando se tem necessidade de duplicar a distância entre colunas, em que a escora serve também de viga de apoio para o pórtico intermediário.

Exemplo 8.4 - Dimensionar uma escora do beiral formada por 2U laminados 102 x 8,03 kg/m, para suportar as cargas dadas: (Fig. 8.14).

Mx = 240 kgfm My = 28 kgfm Fc = 2.900 kgf (vento) Fy = 2.500 kgf/cm²



$\ell x = \ell y = 500$ cm $\lambda_c \leq 200$

$r_x = r_y = 500 / 200 = 2{,}5$ cm

⊓⊏ 102 x 8,03 $A = 20{,}2$ cm^2 $Wy = 34$ cm^3

$w_x = 44$ cm^3 $r_x = 4{,}3$ cm $r_y = 3{,}0$ cm

Fig. 8.14

$fbx = 24.000 / 44 = 545{,}45$ Kgf / cm^2 $fby = 2.800 / 34 = 82{,}35$ kgf / cm^2

$fa = 2.900 / 20{,}2 = 143{,}56$ kgf / cm^2 $\lambda = 500 / 3{,}0 = 167 \rightarrow F_a = 378$ kgf / cm^2

$$\frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} + \frac{fa}{Fa} = \frac{545{,}45}{1.500} + \frac{82{,}35}{1.500} + \frac{143{,}56}{378} = 0{,}80 < 1 \times 1{,}25 \quad \text{OK}$$

Exemplo 8.5 - Dimensionar uma escora do beiral formada por 2U laminados travejados, para suportar as seguintes cargas: (Fig. 8.15 e 8.16)

Mx= 1.200 kgfm My = 0 Fc = 8.000 kgf (vento) Fy = 2.500 kgf/cm²

a) Dimensionamento dos [ ]

$\ell_x = \ell_y = 700$ cm $\lambda \leq 200$

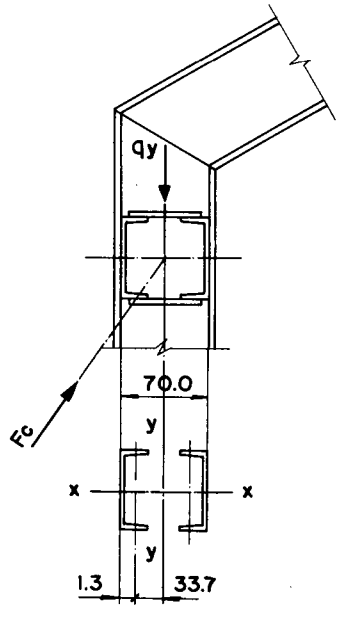


Fig. 8.15

$r_x = r_y = 700 / 200 = 3{,}5$ cm

[ ] 152x12,2 kgf / m $A = 15{,}5 \times 2 = 31$ cm^2

$w_x = 72 \times 2 = 144$ cm^3 $r_x = 5{,}94$ cm

$$r_y = \sqrt{\frac{Iy}{A}} = \sqrt{\frac{15{,}5 \times 2 \times 33{,}7^2 + 28{,}2 \times 2}{2 \times 15{,}5}} =$$

$= 33{,}7$ cm

r_y isolado $= 1{,}36$ cm

$\lambda_x = 700 / 5{,}94 = 118 \rightarrow F_c = 744$ kgf / cm^2

$\lambda_{xi} = 70 / 1{,}36 = 51$

$$fby = \frac{120.000}{144} = 833{,}3 \text{ kgf / cm}^2 \quad fa = \frac{8.000}{31} = 258 \text{ kgf / cm}^2$$

$$\frac{833{,}3}{1.500} + \frac{258}{744} = 0{,}902 < 1 \times 1{,}25 \quad \text{OK}$$

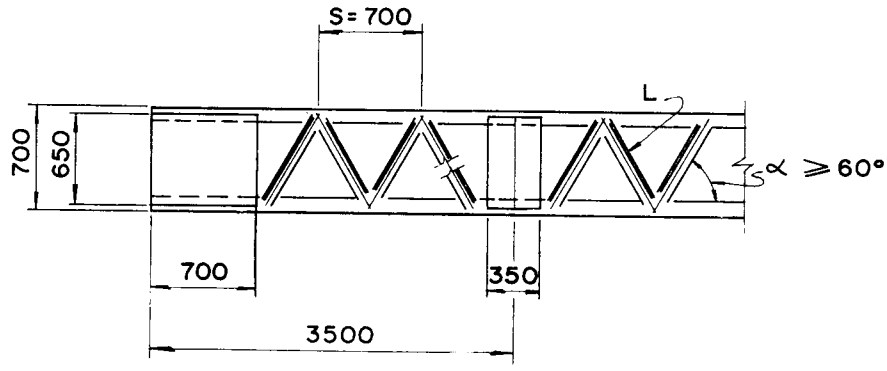


Fig. 8.16

b) - Dimensionamento da diagonal

$L_1 / r_1 \leq 140$ $\quad L_1 = 78\,cm$ $\quad r_{nec} = 78 / 140 = 0{,}56\,cm$

L 44 x 44 x 3,17 $\quad r_{min} = 0{,}89 > 0{,}56$ $\quad$ OK

c) - Dimensionamento das chapas de amarração

Chapa extrema

$b = 650mm$ $\quad L_2 = 700mm$ $\quad t \geq \frac{b}{50} = \frac{650}{50} = 13{,}0mm \tilde{\rightarrow} 12{,}5mm$

Chapa intermediária

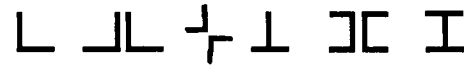
$b = 650mm$ $\quad L_2 = 350mm$ $\quad t_1 \geq \frac{b}{50} = \frac{350}{50} = 7m \tilde{\rightarrow} 8{,}0mm$

CAPÍTULO 9

Contraventamentos

9.1 - Definição

Contraventamentos são barras colocadas nas estruturas com a finalidade de garantir a estabilidade do conjunto durante sua vida útil e durante a fase de montagem, e para dar ao edifício uma rigidez espacial. Deve-se distinguir os contraventamentos horizontais que se encontram no plano das terças (superiores) ou das cordas (inferiores) das tesouras ou vigas do pórtico, com os verticais, que se encontram entre pilares. Os contraventamentos estão sujeitos, basicamente, aos esforços de tração e/ou compressão.

Os principais materiais empregados são: Ø, 

9.2 - Contraventamentos horizontais

Além do especificado acima, funcionam também para distribuir as cargas de vento e os impactos laterais provocados pela ação das pontes rolantes. A finalidade básica dos frontais, além de dar estabilidade à estrutura, é distribuir a carga de vento, podendo estar situado no plano das terças e /ou no plano das cordas.

Além das partes frontais, são colocados a intervalos de até 50 m a 60 m para estruturas com comprimento superior a estes valores. (Fig. 9.1 e 9.2).

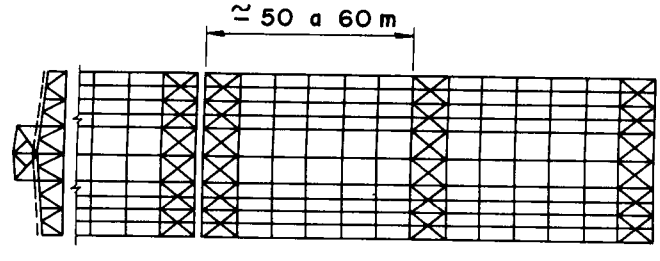


Fig. 9.1 Contraventamentos no plano das terças

A finalidade dos laterais é distribuir, além das cargas de vento (caso existam colunas de tapamento laterais), os impactos laterais das pontes rolantes. (Fig. 9.3 e 9.4).

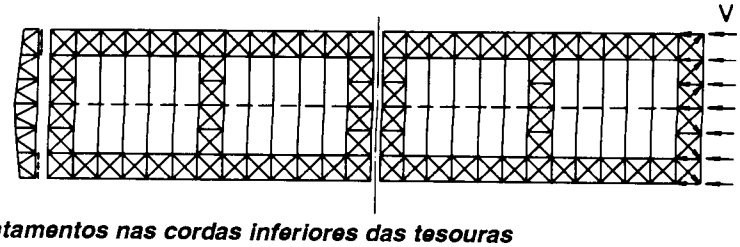


Fig. 9.2 - Contraventamentos nas cordas inferiores das tesouras

Outro fator que deve ser lembrado é que a simples colocação dos contraventamentos horizontais laterais permite melhor distribuição das cargas horizontais e, com isso, redução dos momentos na base das colunas e dos deslocamentos.

Em experiências feitas, calculando-se o edifício industrial como espacial, contando com a distribuição dos contraventamentos, conseguiu-se uma redução de 15% a 20% das cargas horizontais e dos momentos na base.

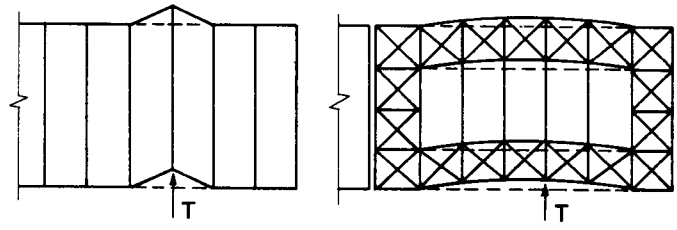


Fig. 9.3 - Deformação transversal da estrutura, causada pela carga local devida à ponte rolante

Quando o número de vãos é igual ou superior a dois (geminados) com mesma altura, é desnecessário colocar contraventamentos longitudinais nas barras inferiores das tesouras nas filas intermediárias. (Fig. 9.5)

Esbeltez limite

Barras tracionadas $\lambda t < 300$ - Não se aplica a barras redondas.

Barras comprimidas $\lambda c < 200$

9.2.1 - Sistema de contraventamento

Existe uma série de maneiras de se dispor os contraventamentos na cobertura dos edifícios industriais, como indicado nas Figuras 9.4 a 9.7.

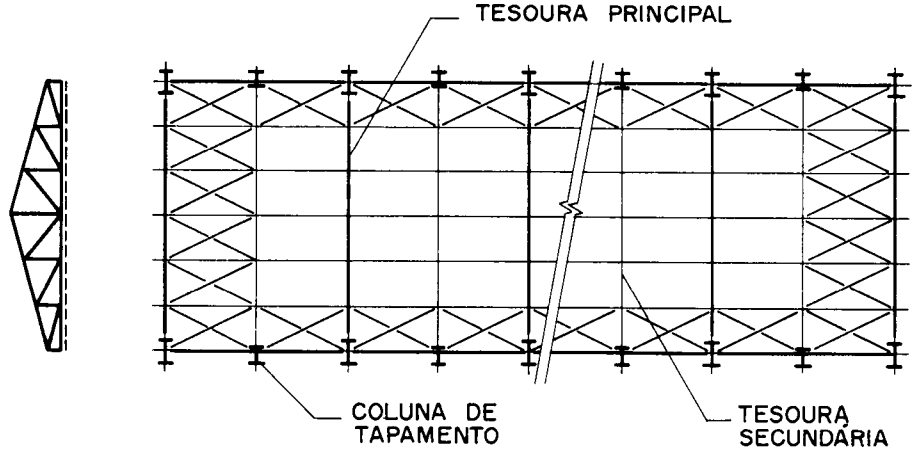


Fig. 9.4 - Contraventamentos nas cordas inferiores das tesouras para colunas principais com espaçamento duplo

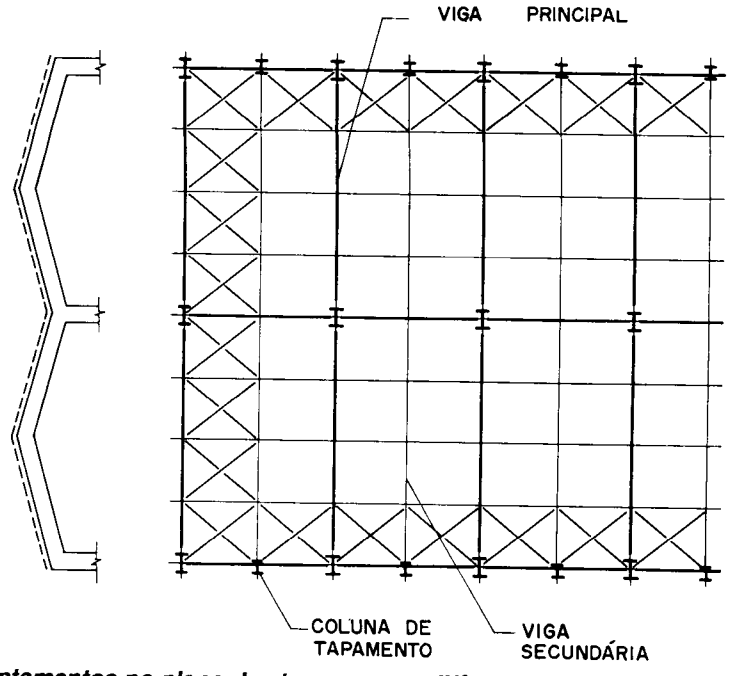


Fig. 9.5 - Contraventamentos no plano das terças para edifício industrial aporticado geminado

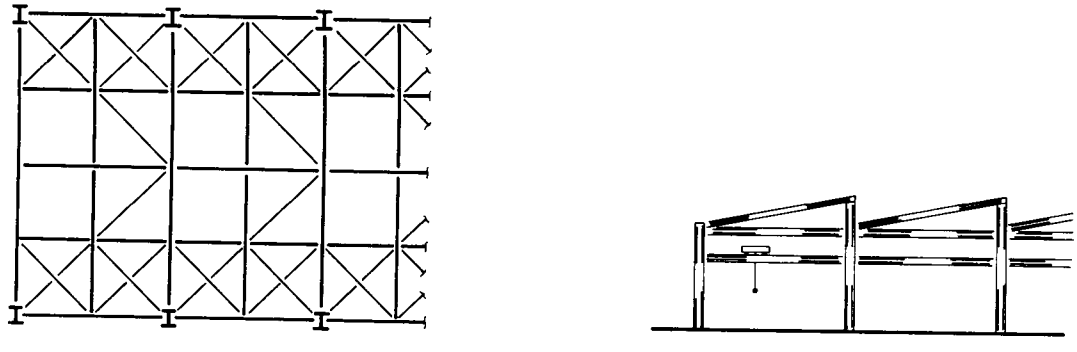


Fig. 9.6 - Contraventamentos no plano das terças para sheds em viga de alma cheia

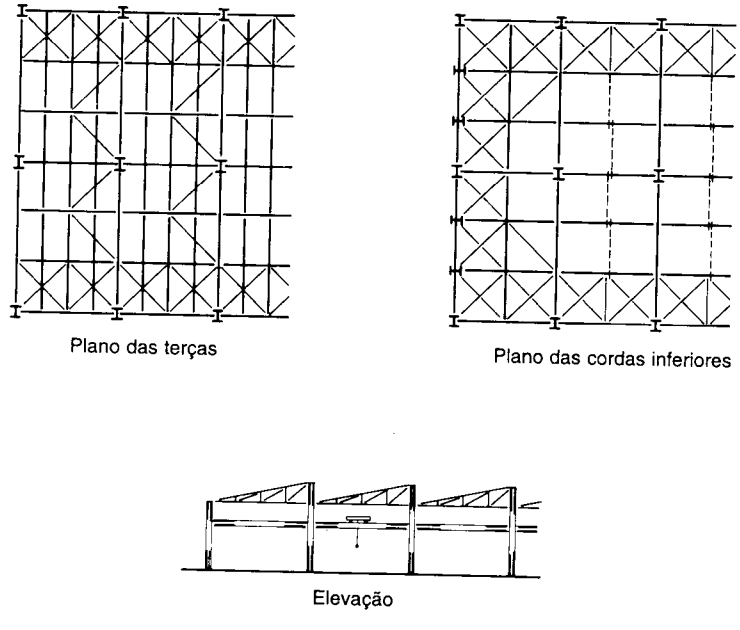


Fig. 9.7 - Contraventamentos nos planos das terças e corda inferior de sheds em meia tesoura

No cálculo dos contraventamentos frontais, aplica-se apenas a reação da carga de vento das colunas do tapamento, que pode ser de pressão ou sucção, e dimensiona-se a tração, embora haja cruzamento das diagonais (Fig. 9.8), ou dimensionam-se as diagonais à compressão, o que é antieconômico.

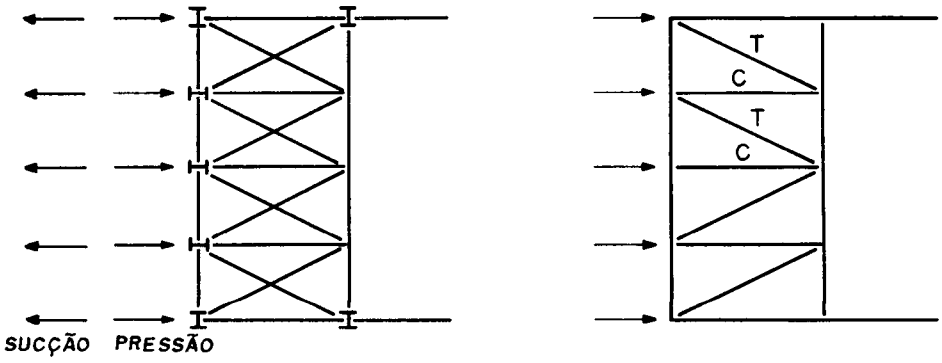


Fig. 9.8 - Esquema para cálculo do contraventamento frontal

9.3 - Contraventamentos verticais

Além de garantir a estabilidade da estrutura, os contraventamentos verticais são responsáveis pela condução das cargas superiores de vento e ponte rolante (força longitudinal) até as fundações.

Os contraventamentos normalmente são dispostos como na Fig. 9.9, procurando-se colocar o da parte inferior próximo ao meio do comprimento longitudinal para permitir melhor dilatação do edifício.

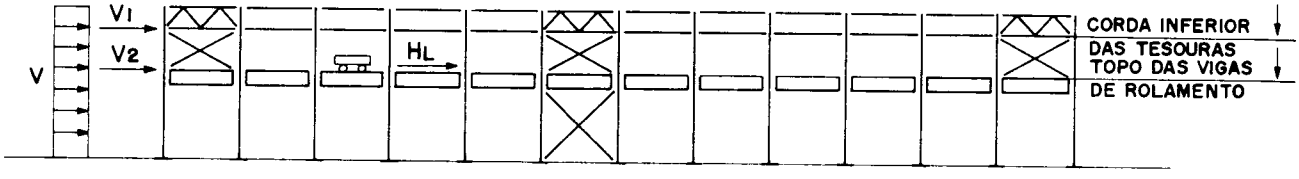


Fig. 9.9 - Contraventamentos verticais entre pilares

Existe uma variedade de tipos de contraventamento vertical usados comumente em edifícios industriais, como os indicados nas Figuras 9.10 a 9.12.

9.3.1 - Galpões sem ponte rolante

Esbeltez limite

λ t tração $\leq$ 300

λ c compressão $\leq$ 200

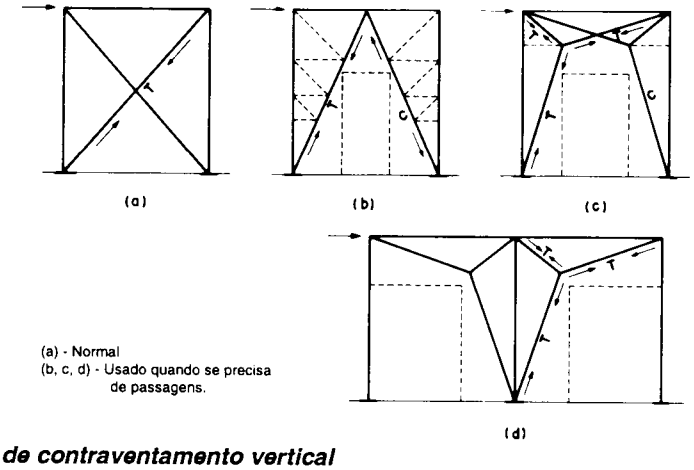


Fig. 9.10 - Sistemas de contraventamento vertical

9.3.2 - Galpão com ponte rolante

Esbeltez limite.

Acima da viga de rolamento - λt tração ≤ 300 λ_c compressão ≤ 200

Abaixo da viga de rolamento - λt tração ≤ 250 λ_c compressão ≤ 150

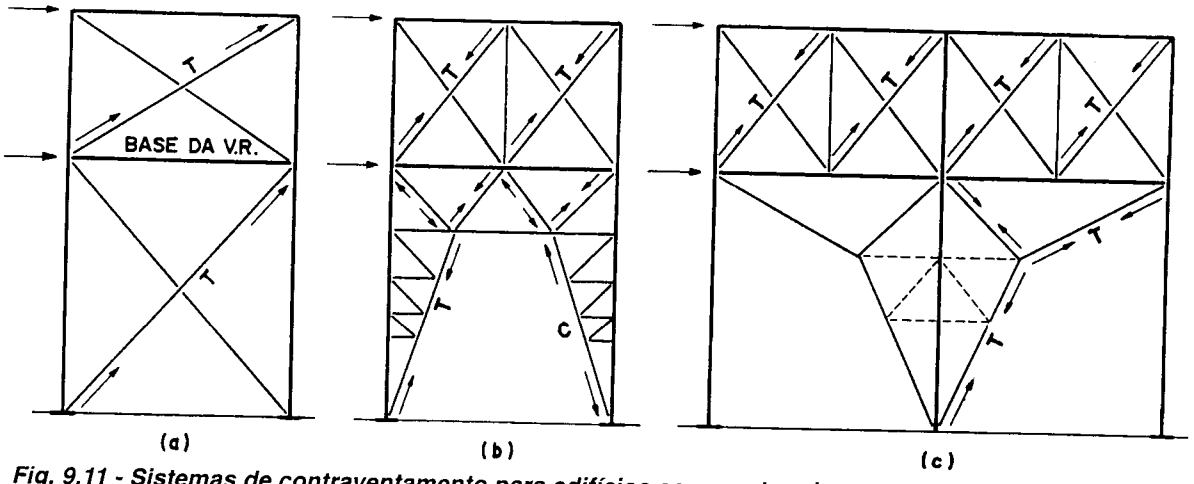


Fig. 9.11 - Sistemas de contraventamento para edifícios com ponte rolante

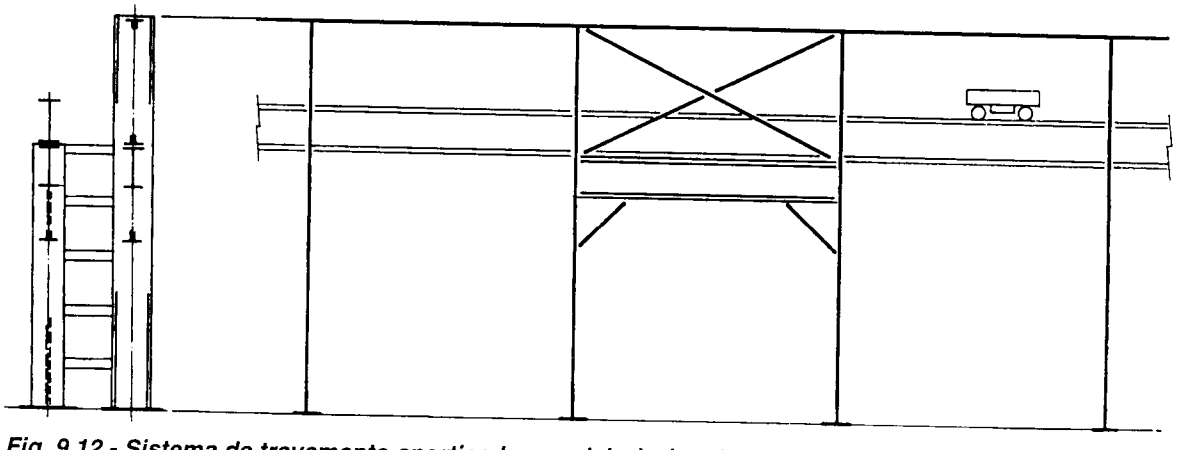


Fig. 9.12 - Sistema de travamento aporticado, paralelo à viga de rolamento (quando não se pode usar contraventamento)

9.3 - Exemplos

Exemplo 9.1 - Dimensionar o contraventamento horizontal frontal sujeito a reações causadas pelo vento das colunas de tapamento, de acordo com o esquema da Fig. 9.13. Cargas em tf.

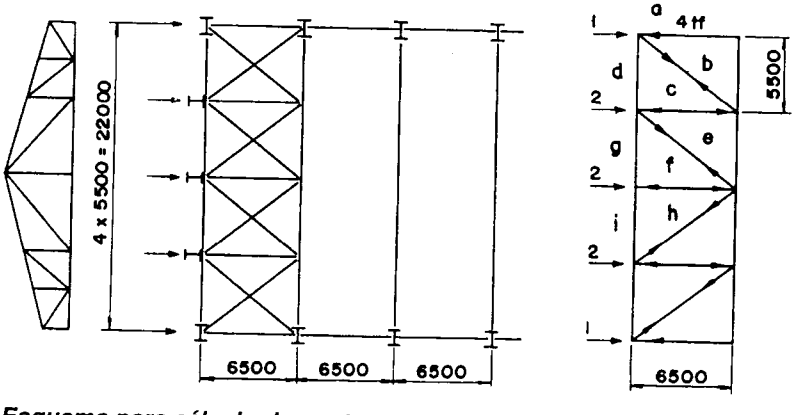


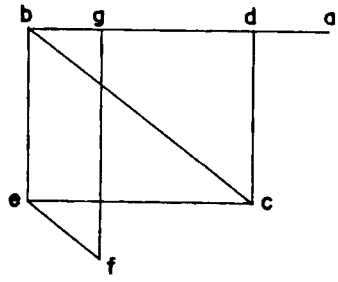
Fig. 9.13.a - Esquema para cálculo do contraventamento frontal

Resolvendo por cremona, temos:

bc = 3,77 tf ef = 1,2 tf
ce = 3,0 tf fh = 2,0 tf

Dimensionamento

Barras b – c, e – f = 3,77tf $\ell_y = 8{,}52$ $\ell_x = 4{,}26$m



$\lambda t = 300$ $r_x nec = 426 / 300 = 1{,}42$ cm

$r_y nec = 852 / 300 = 2{,}84$ cm

64x64x4,8 $r_x = 1{,}98 > 1{,}42$cm OK

$r_y = 2{,}98 > 2{,}84$cm OK

$A = 11{,}60$ cm^2

$ft = \dfrac{3{,}77}{11{,}60} = 0{,}325 < 1{,}5 \times 1{,}25 = 1875$ tf / cm^2 conexão soldada

$ft = 3{,}77 / (11{,}60 - 1{,}9 \times 0{,}48) = 0{,}352 < 1875$ tf / cm^2

conexão parafusada

∅ 16 mm.

Fig. 9.13.b

Barras c – e, f – h = –3,0tf $\ell_x = \ell_y$ 6,5m

$\lambda c = 200$

1ª alt. – 102x102x6,4 $r_x = r_y min = 650 / 200 = 3{,}25$ cm

$r_x = 4{,}00 > 3{,}25$ cm

$A = 25{,}02$ cm^2 $r_y = 4{,}78 > 3{,}25$ $\lambda x = 650 / 4{,}00 = 163$

$fa = \dfrac{3}{25{,}02} = 0{,}120 < Fa = 0{,}410 \times 1{,}25$ tf / cm^2

2ª alt.– 102x76x6,4 rx min = 650 / 200 = 3,25 cm

$A = 21{,}8$ cm^2 $r_y = 3{,}28 > 3{,}25$cm $\lambda_x = 650 / 3{,}25 = 200$

$fa = \dfrac{3}{21{,}8} = 0{,}138 < Fa = 0{,}270 \times 1{,}25$ tf / cm^2

Exemplo 9.2 - Dimensionar o contraventamento vertical situado entre duas colunas principais de um galpão com ponte rolante de 30 tf.

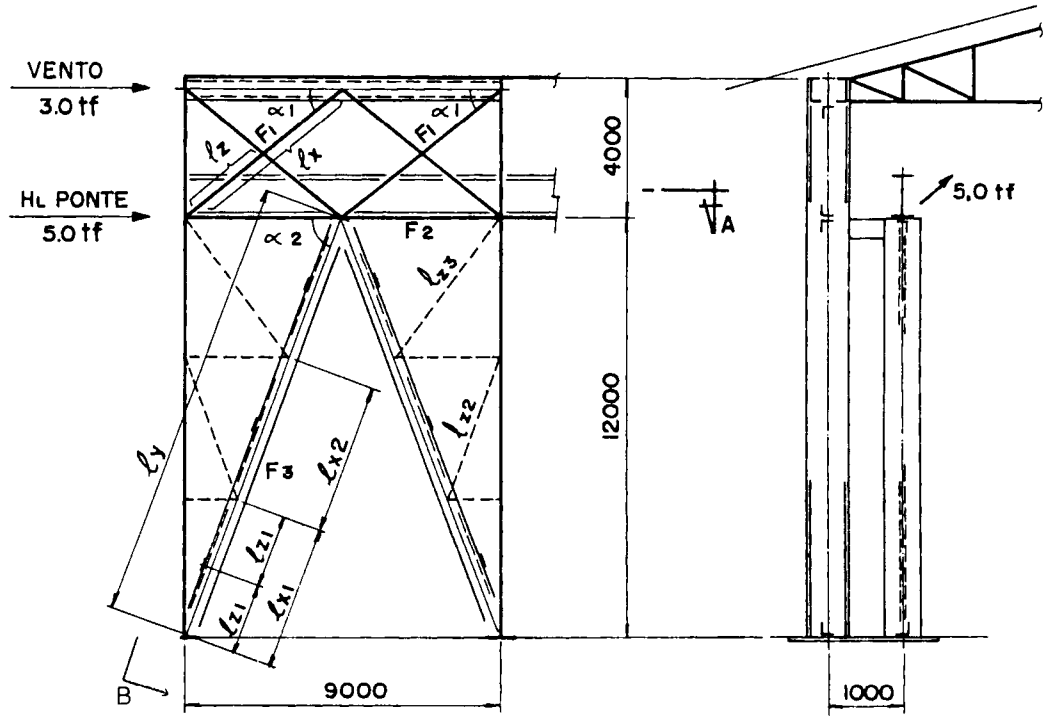


Fig. 9.14.a - Esquema para cálculo do contraventamento vertical

1) Acima da viga de rolamento

$F_1 = 3 / \cos\alpha \quad \cos\alpha = 4{,}5 / \sqrt{4{,}0^2 + 4{,}5^2} = 0{,}747$

$F_1 = 4{,}01$ tf

$\lambda t < 300 \quad \ell_x = 602$ cm $\quad \ell_z = 301$ cm

$r_x nec = 602 / 300 = 2{,}0$ cm $\quad r_z = 301 / 300 = 1{,}0$ cm

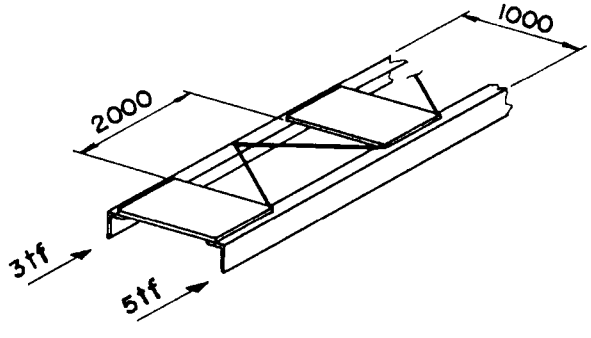
$\llcorner$ 64 x 64 x 6,4 $\quad A = 7{,}68 \quad r_x = 1{,}96 \sim 2{,}0 \quad r_z = 1{,}24 > 1{,}0$ OK

Solução parafusada ∅ 16mm. 1,6 + 0,3 = 1,9

$$ft = \frac{4{,}01}{7{,}68 - (1{,}9 \times 0{,}64)} = 0{,}620 < 1{,}875 \text{ tf / cm}^2 \qquad \text{OK}$$

2) Nível da base da viga de rolamento

$F_2 = 5$ tf $\quad \ell_z = 200$ cm $\quad \ell_x = 450 \quad \lambda_c < 200$



Γ 102 x 76 x 6,4 $\quad A = 10{,}9 \quad r_z = 1{,}66 \quad r_x = 3{,}25$

$r_z = 1{,}66 > 200 / 200 = 1{,}0$ cm OK

$r_x = 3{,}25 > 450 / 200 = 2{,}5$ cm OK

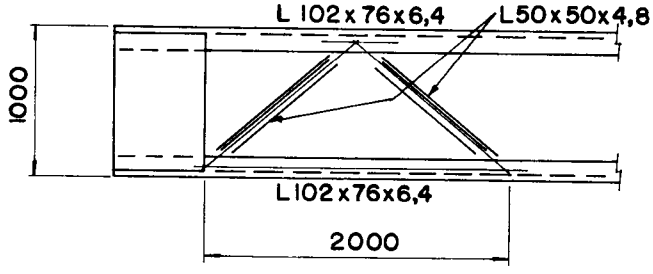
$\lambda x = 450 / 3{,}25 = 139$

$$fa = \frac{5}{10{,}9} = 0{,}458 < Fa = 0{,}560 \text{ tf / cm}^2$$

Fig. 9.14.b - Seção A

Fazer a cantoneira externa igual.

Travejamento $\ell = 141$ $r_z = \dfrac{141}{140} = 1{,}0\,cm$ $\lambda < 140$



L 50 x 50 x 4,8 $r_z = 1{,}0$ cm

Fig. 9.14.c

3) Abaixo da viga de rolamento

3a) - Coluna externa

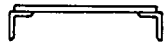


Fig. 9.14.d

$F_3 = 3/2 \cos\alpha_1$ $\cos\alpha_1 = 4{,}5 / \sqrt{4{,}5^2 + 12^2} = 0{,}35$

$F_3 = 3/2 \times 0{,}35 = 4{,}27$ tf.

$\lambda_c < 150$ $\ell_y = 1.280$ cm $\ell_x = \ell_y / 3 = 426$ cm $\ell_z = \ell_x = /2 = 213$ cm

r_y min $= 1.280 / 150 = 8{,}53$ cm $r_{xmin.} = 426 / 150 = 2{,}84$ cm $r_{zmin.} = 213 / 150 = 1{,}42$ cm

┐ $89 \times 64 \times 6{,}4$ $A = 9{,}3\,cm^2$ $r_z = 1{,}37 \cong 1{,}42\,cm$ $r_x = 2{,}84 = 2{,}84\,cm$ OK

$fa = \dfrac{4{,}27}{9{,}3} = 0{,}459 < Fa = 0{,}480 \times 1{,}25 = 0{,}600$ tf / cm^2 $\rightarrow$ $\lambda = 426 / 2{,}84 = 150$

3b) - Coluna interna da viga de rolamento

$F_3 = 5/2 \cos\alpha_2$ $F_3 = 5/2\ 0{,}35 = 7{,}14$ tf $\lambda_c < 150$

$\ell_x = 427\,cm$ $\ell_y = 1.280\,cm$ $\ell_z = 213$ cm

┐ $102 \times 89 \times 7{,}9$

$r_{yconj.} = 8{,}5\,cm$ $r_{xmin.} = 2{,}84\,cm$ $r_{zmin.} = 1{,}42\,cm$

$A = 14{,}5\ cm^2$ $r_z = 1{,}85 > 1{,}42\,cm$ $r_x = 3{,}2 > 2{,}84cm$

$r_x = 3{,}20$ $fa = 7{,}14 / 14{,}5 = 0{,}492 < Fa = 0{,}620$ tf / cm^2 $\rightarrow$ $\lambda_x = 427 / 3{,}23 = 132$

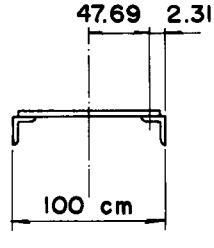


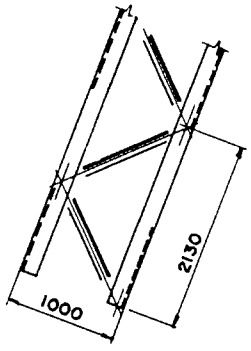
Fig. 9.14.e

Verificação de ryconj: como a diferença entre as partes externas e internas é muito pequena, vamos usar

└ $102 \times 89 \times 7{,}9$ $A = 14{,}5\ cm^2$ $r_y = 47{,}76 > 8{,}5$

4) - Barras de travejamento

$$\ell_1 / r_1 \leq 140 \quad \ell_1 = 147 / 140 \cong 1{,}0 \rightarrow L50 \times 50 \times 4{,}8$$



SECÇÃO B

Fig. 9.14.f

5) -`Barras de contraflambagem $\ell_{z_3} = 490$ cm.

$$\lambda_c \leq 200 \quad fc = 3\% \;.\; F3 = 0{,}03 \times 7{,}14 = 214 \text{ kgf}$$

$r_{zmin.} = 400 / 200 = 2{,}0$ ➔ L 102 x 102 x 6,4 $r_z = 2{,}0$

ou ⅃L 64 x 64 x 4,8 $r_x = 1{,}98 \sim 2{,}0$ OK

Obs.: Como podemos ver pelos cálculos, a não ser que os esforços sejam muito grandes, o dimensionamento das barras de contraventamento são feitos quase que exclusivamente pelo λ admissível.

CAPÍTULO 10

Vigas de rolamento

10.1 - Definição

São elementos estruturais que têm por finalidade sustentar o caminho de rolamento das pontes rolantes e transmitir os esforços por elas causados para as estruturas-suportes. As vigas de rolamento são normalmente calculadas como biapoiadas. Os materiais mais utilizados são as seções tipo I, laminado ou soldado, e em alguns casos de grandes vãos são usadas treliças ou vigas-caixão. As vigas de rolamento estão basicamente sujeitas as seguintes cargas e forças:

1 - Cargas verticais

Causadas pelo peso da ponte rolante com todos os seus equipamentos, mais a carga máxima a ser içada na posição mais desfavorável (trem-tipo), pelo peso próprio da viga, do trilho e seus acessórios, pela sobrecarga no passadiço, quando houver, e pelas cargas de qualquer parte da estrutura que se apóie sobre ela.

Devido à presença das cargas dinâmicas, devem ser considerados os coeficientes de impacto recomendados para o tipo de operação.

Deve também ser levado em consideração o efeito localizado da pressão causada pelas rodas da ponte.

Uma excentricidade de pelo menos 0,75 tw entre o eixo vertical que passa pelo centro do trilho e o que passa pelo centro da alma deve ser considerada. Isto porque, na prática, os trilhos nunca ficam totalmente alinhados sobre a alma do perfil.

2 - Forças horizontais transversais (H_T)

Estas forças são causadas pelo movimento e pela frenagem do trole e pelo içamento das cargas com o cabo inclinado (Fig. 10.1).

3 - Forças horizontais longitudinais (H_L)

Estas forças são causadas pelo movimento e pela frenagem da ponte. Têm pouca influência no dimensionamento da viga. São usadas para dimensionar o pára-choque, a ligação da viga com a coluna (Fig. 10.1) e os contraventamentos verticais.

10.2 - Tipos de seção

As seções mais usadas para trabalhar como viga de rolamento são as apresentadas na Figura 10.2. Os perfis I, com ou sem reforços laterais (Fig. 10.2. a, b) são normalmente usados para cargas de ponte rolante até 5 tf e para vãos até 6 m. Para vãos até 7 m e cargas de ponte entre 5-25 tf, as vigas de rolamento são geralmente compostas de uma seção assimétrica (Fig. 10.2 c), com a mesa superior projetada para suportar os esforços provocados pelas forças horizontais transversais. Nos demais casos, para suportar estas

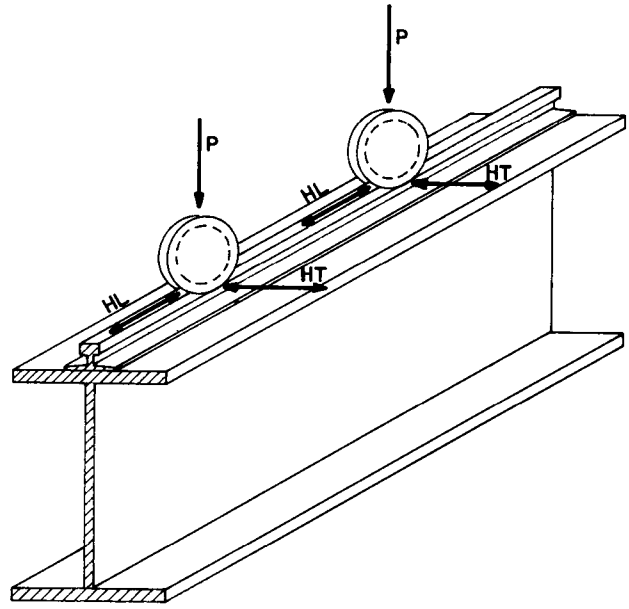


Fig. 10.1 - Esforços em vigas de rolamento causados pelas pontes rolantes

cargas, são usadas estruturas especiais de contenção lateral, como as mostradas na Figura 10.2. d, e. Para vãos muito grandes, acima de 25 m, são usadas vigas treliçadas (Fig. 10.2. g) ou em caixão (Fig.10.2. f).

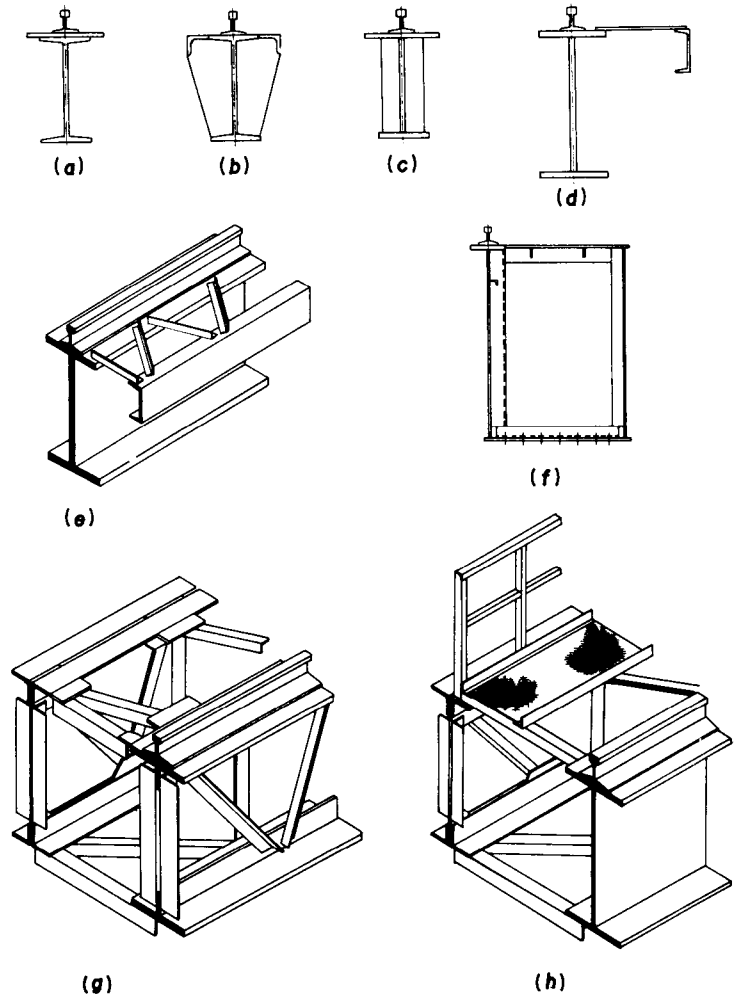


Fig. 10.2 - Tipos de seção

Como regra geral, podemos dizer que para vãos até 6-7 m as vigas de rolamento podem suportar isoladamente as cargas atuantes. Para vãos maiores, até 11-13 m, faz-se uma contenção lateral na mesa superior (Fig. 10.2. d, e), e para vãos superiores faz-se, além da contenção na mesa superior, contenção na mesa inferior quando suportar pontes rolantes superiores a 25 tf (Fig. 10.2. f, g, h).

10.3 - Relações para pré-dimensionamento

Como limites econômicos, podemos estabelecer as seguintes relações, que permitem um pré-dimensionamento mais rápido:

Relações entre altura da viga e vão em função da flecha admissível

Para L/600

$$L/10 > \frac{d}{L} > L/14$$

Para L/800

$$\frac{L}{8} > \frac{d}{L} > \frac{L}{12}$$

Para L/1.000

$$\frac{L}{5} > \frac{d}{L} > \frac{L}{10}$$

Para mesas comprimidas

$$\frac{L}{20} > bf > \frac{L}{40}$$

Relação entre espessura da mesa e alma

$$\frac{tf}{tw} \leq 4$$

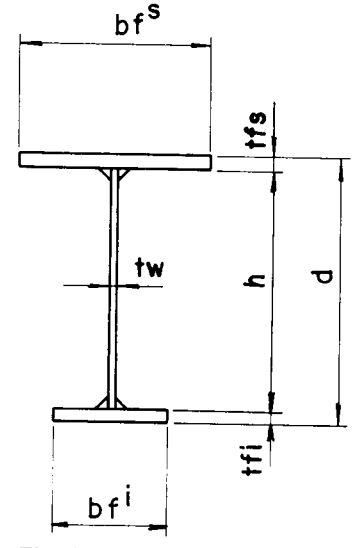


Fig. 10.3

Espessura mínima recomendada

$$tw \geq 6{,}3 \text{ mm e } tw \geq \frac{h.\sqrt{Fy}}{198} = \frac{h}{160} \text{ para } Fy = 2{,}50 \text{ tf/cm}^2$$

$tfs \geq 12{,}5$ mm

Solda ≥ 6 mm

10.4 - Flechas admissíveis

1 - Vertical, devido ao trem-tipo (carga móvel), sem impacto:

Vigas para pontes rolantes com capacidade $\leq$ 20 tf	-	L/600
Vigas para pontes rolantes com capacidade $\geq$ 20 tf	-	L/800
Vigas para pontes rolantes siderúrgicas	-	L/1.000

2 - Lateral, devido ao trem-tipo:

Vigas para qualquer ponte rolante	-	L/600

10.5 - Contraflecha

A contraflecha deve ser dada em todas as vigas de rolamento com vãos superiores a 20 m. Esta deve ser igual à deflexão provocada pela carga permanente, mais 0,25 da carga móvel sem impacto.

10.6 - Interligação entre vigas de rolamento

Em galpões geminados com vigas de rolamento em ambos, e estando os trilhos situados no mesmo nível para melhor estabilidade lateral, faz-se a interligação das duas vigas pela mesa superior, com chapas ou por meio de perfis (Fig. 10.4), formando uma treliça. Se a ligação é feita por chapas, e esta é utilizada como chapa de piso, pode-se usar chapa lisa com pintura antiderrapante ou chapa xadrez. A fixação das chapas à mesa superior das vigas pode ser feita por parafusos devidamente espaçados ou com solda contínua, respeitando o filete mínimo. A espessura mínima da chapa deve ser de 6 mm. Se a relação largura-espessura for superior a 100, deve-se nervurá-la a intervalos de no máximo duas vezes a largura.

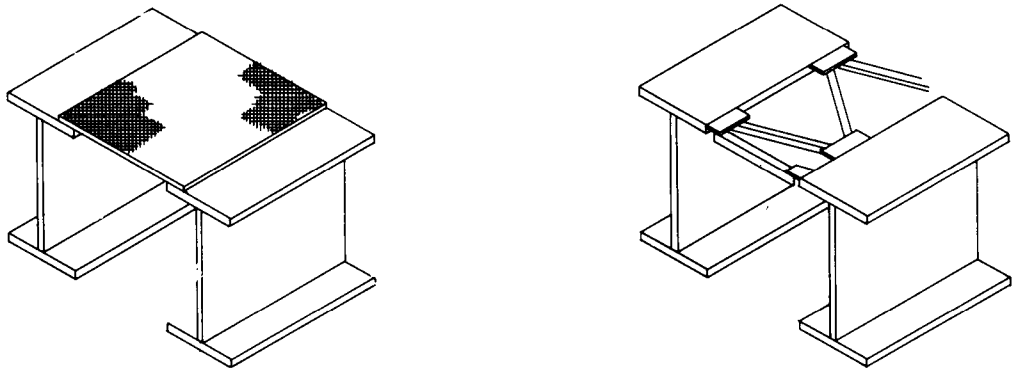


Fig. 10.4 - Interligação entre vigas de rolamento

10.7 - Resistência à fadiga

Além das verificações das tensões atuantes e da flecha, as vigas de rolamento são obrigatoriamente analisadas quanto à fadiga para um determinado número de ciclos, correspondentes à sua vida útil. Para as tensões-limites de fadiga, veja capítulo 16, em que são classificadas de acordo com o projeto da viga e com a solicitação a que está sujeita. Por exemplo: para a classe B e de acordo com a Figura 16.4.11, temos para uma condição de carregamento 3 uma tensão admissível de 1,27 tf/cm² para qualquer tipo de aço.

Para se verificar a fadiga, considerar os esforços provocados por somente uma ponte rolante com impacto vertical e 50% da força horizontal transversal.

10.8 - Enrijecedores (nervuras)

O aproveitamento racional do material em vigas torna obrigatório o emprego de chapas com pequena espessura, principalmente na alma. As almas muito finas das vigas de rolamento, submetidas à flexão e/ou cisalhamento, tendem a flambar. Para garanti-las contra a flambagem, elas são enrijecidas com nervuras verticais, horizontais ou combinações das duas.

Os enrijecedores verticais são empregados onde ocorrem grandes esforços de cisalhamento ou onde são introduzidas grandes cargas na viga. Os horizontais são empregados em vigas de grande altura. A Figura 10.5 mostra algumas nervuras empregadas em estruturas de aço.

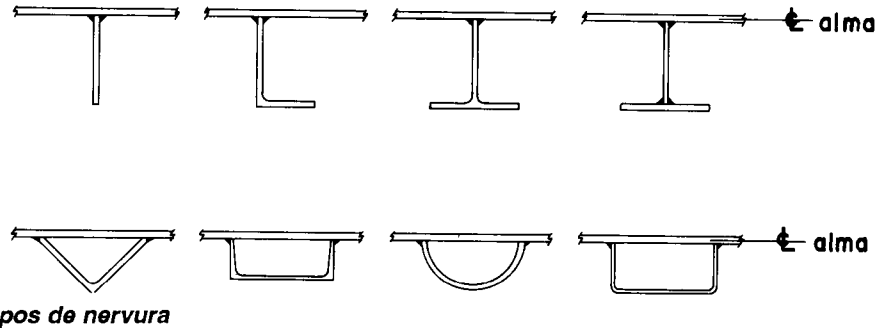


Fig. 10.5 - Tipos de nervura

O tipo de enrijecedor mais comumente empregado, por ser o mais simples, é a barra retangular soldada dos dois lados da alma. A solda pode ser contínua ou intermitente (Fig. 10.6)

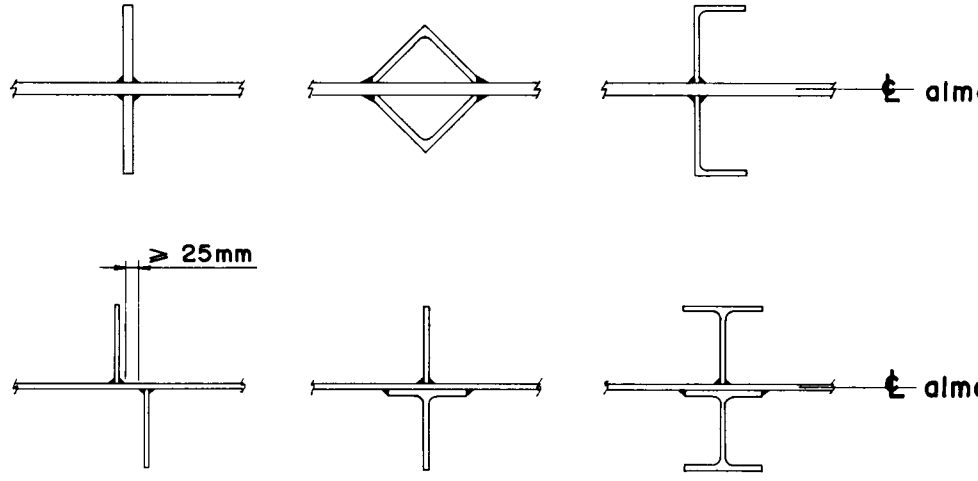


Fig. 10.6 - Nervuras soldadas dos dois lados da alma

1 - Enrijecedores verticais de apoio

Independente ou não da necessidade, aconselha-se a colocação de enrijecedores na região de apoio da viga de rolamento, para transmitir as reações provocadas pelas pontes rolantes na mesa superior das vigas até a mesa inferior e daí para a base de apoio. A área para transmissão de carga leva em conta uma parcela da alma igual a 12 tw para os apoios extremos e a 25 tw para os centrais, no caso de vigas contínuas (Fig.10.7).

Na Figura 10.8 indicamos os detalhes construtivos com alternativas. Normalmente, faz-se $t \geq tw$ e a relação $be / t \leq 25 / \sqrt{Fy}$

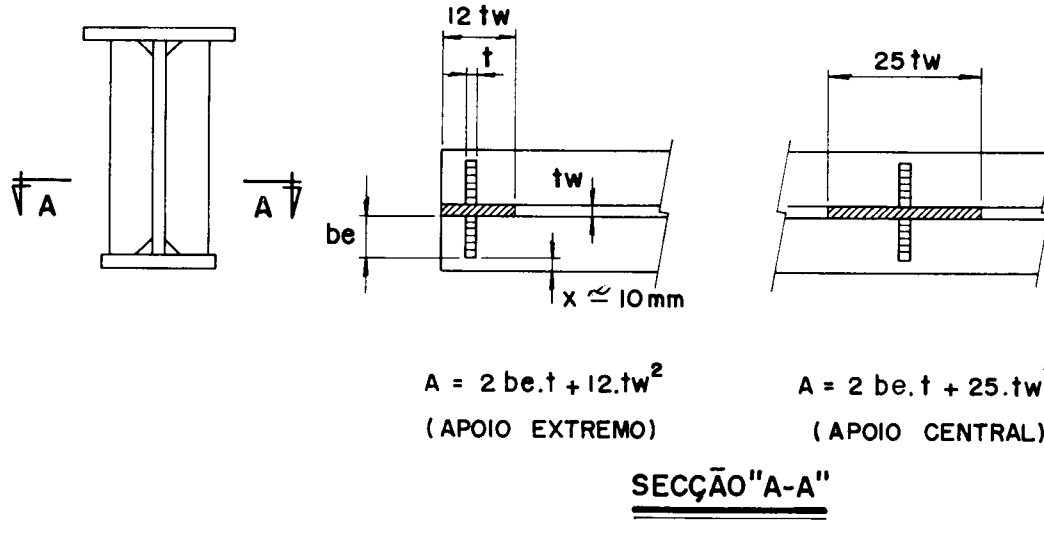


Fig. 10.7 - Enrijecedor de apoio - área de cálculo

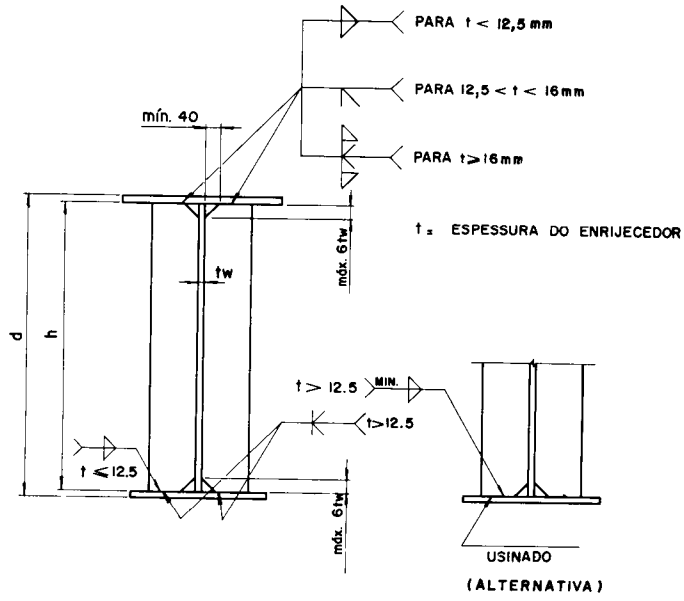


Fig. 10.8 - Enrijecedor de apoio - detalhe construtivo

Na Figura 10.9.a temos o enrijecedor de apoio ultrapassando a mesa inferior e funcionando ao mesmo tempo como apoio para a viga; na Figura 10.9.b temos a solução normalmente adotada quando as colunas são estreitas; na Figura 10.9.c, quando a coluna é larga, e na Figura 10.9.d a posição do enrijecedor, no caso de viga contínua.

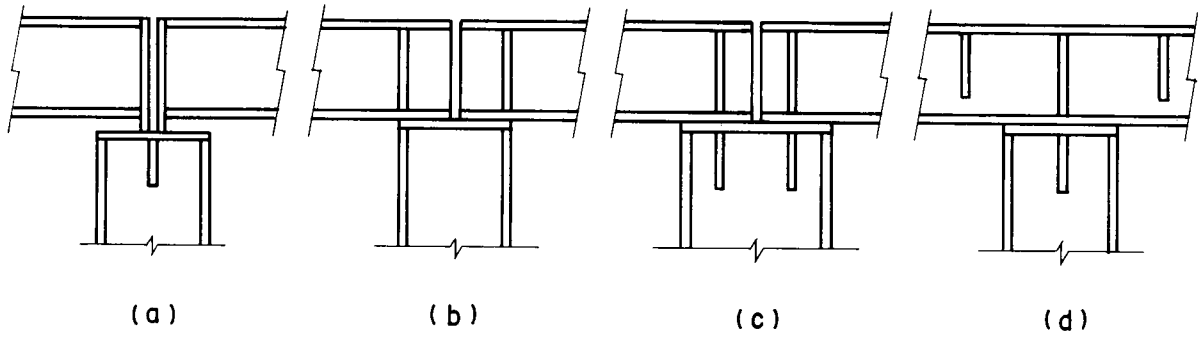


Fig. 10.9 - Posição dos enrijecedores de apoio

2 - Enrijecedores intermediários

Deve-se verificar a necessidade ou não da colocação de enrijecedores intermediários. Quando não forem necessários, de acordo com os cálculos, aconselha-se a colocação para combater possíveis excentricidades dos trilhos e conseqüentes empenos de alma e mesa. A nossa experiência indica que a distância máxima entre eles, nestes casos, deve ser igual a 1.500 mm ou 3 d, o que for menor (Fig.10.10).

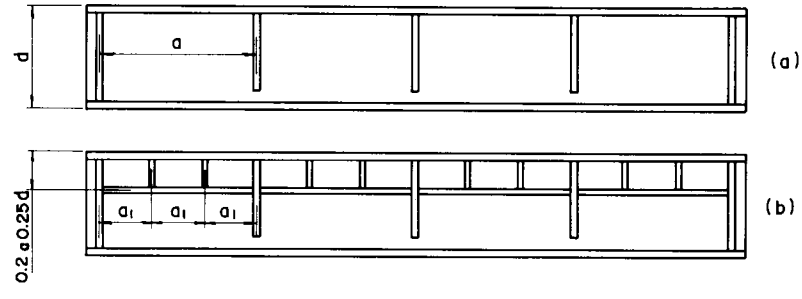


Fig. 10.10 - Distribuição de enrijecedores

A AISE nº 13 recomenda a colocação de enrijecedores sempre que h/tw ≥ 70 e fv ≥ 4500/ $(h/tw)^2$ tf/cm² e a menor dimensão dos painéis a e h não exceda 92,3 tw/$\sqrt{fv}$cm. A NBR-8800 e o AISC recomendam para espaçamento máximo entre enrijecedores transversais, quer seja ou não utilizado o conceito de campo de tração, que a relação a/h não ultrapasse 3,0. Entretanto, caso h/tw seja inferior a 260 e não se use o efeito de campo de tração, a relação a/h é ilimitada. A fim de se evitar a redução de tensão a fadiga, interrompem-se os enrijecedores verticais a uma distância de 4 tw a 6 tw do topo da mesa inferior (Fig.10.11.a). A distância não deve ser maior, para não haver risco de flambagem local da alma.

Quando se trabalha com vigas muito altas > 2.500 mm, ou quando se tem necessidade de levar o enrijecedor até a mesa inferior, pode-se usar um dos artifícios explicados nas Figuras 10.11.b.c.d.e.

O momento de inércia de um enrijecedor singelo ou par (um de cada lado) em relação ao eixo, no plano médio da alma, não pode ser inferior a $(h/50)^4$. Mukhanov sugere para a largura be ≥ (h/30) + 40 mm e a nossa experiência sugere be ≅ 0,25 da largura da mesa, como referência, respeitando a inércia mínima e a relação be / t ≤ 25 / $\sqrt{Fy}$.

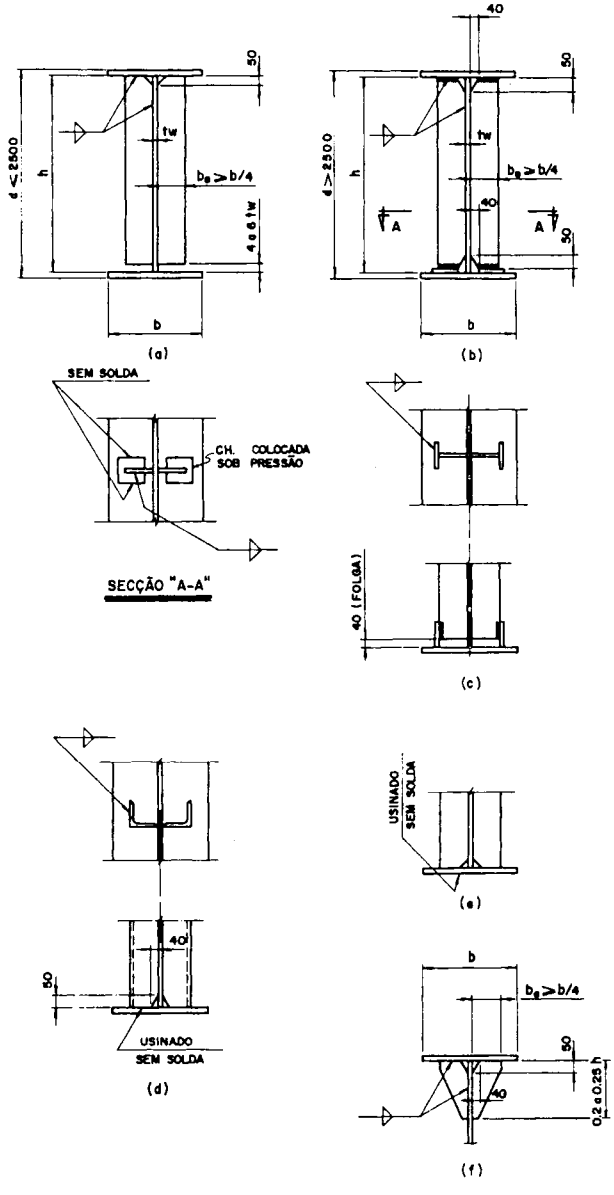


Fig. 10.11 - Enrijecedores intermediários - detalhes construtivos

Quando se tem necessidade do emprego de alma mais esbelta, um recurso usado é a colocação de enrijecedores longitudinais para reduzir o painel. Estes enrijecedores são colocados a uma distância de 0,20 a 0,25 da altura do topo da viga (Fig. 10.10.b).

Deve-se evitar a colocação de enrijecedores curtos, cujos comprimentos ultrapassem a linha neutra, pois, devido à ação dinâmica das cargas e às possíveis excentricidades dos trilhos, há grandes possibilidades de ocorrência de fissuras na alma, como indicado na Fig. 10.12.

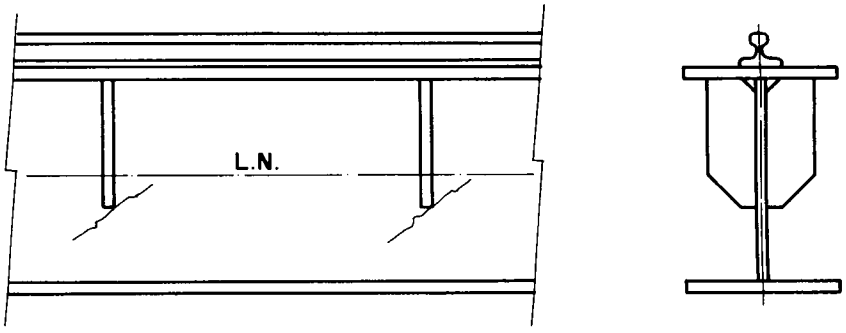


Fig. 10.12 - Enrijecedores inadequados

10.9 - Soldas

As soldas de ligação entre a alma e a mesa da viga e das ligações dos enrijecedores com a alma devem ser verificadas.

1 - Solda de alma com mesa superior

Além da verificação pelo esforço cortante, deve ser verificada a componente provocada pela pressão local da roda para a ligação alma/mesa superior. O valor de α estabelecido pelo AISC Journal, nº 4, volume 19, de 1982, é de 30°, e os mais conservadores estabelecem 45° (Fig. 10.13).

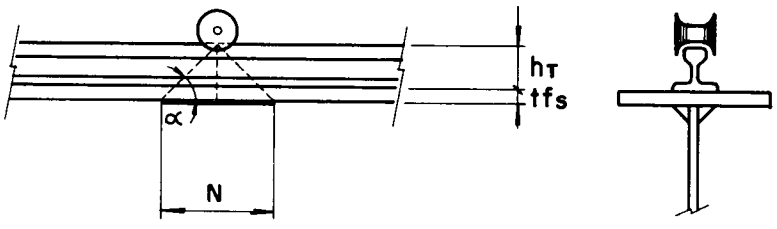
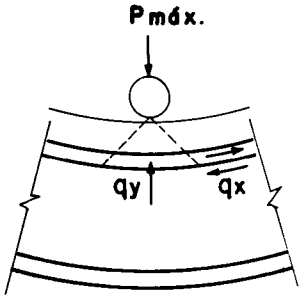


Fig. 10.13 - Distribuição da pressão concentrada da roda sobre a alma e a ligação

$N = (hT + tf)\ 2 \cot g\ \alpha$ para $\alpha = 45°$ $N = 2 \times (hT + tf_s)$

para $\alpha = 30°$ $N = 3{,}5(hT + tf_s)$

Temos para esforços de cisalhamento na solda os seguintes valores:



Ms = Momento estático
Q = Cortante máximo
Ix = Momento de inércia da viga

$$qx = \frac{Ms \cdot Q}{N \cdot Ix}$$ (devido ao esforço cortante)

$$qy = \frac{P_{max} \times \text{Impacto}}{2 \cdot N}$$ (devido à pressão da roda)

$$q = \sqrt{qx^2 + qy^2}$$

Fig.10.14 - Solda da alma com a mesa superior

Além do cálculo, sugerimos as seguintes recomendações:

Para alma ≤ 12,5 mm - filete com alta penetração

Para alma > 12,5 mm - penetração completa com chanfro em K

A solda entre alma e mesa tracionada (inf.) deve ser de filete. A Figura 10.15, a seguir, esclarece.

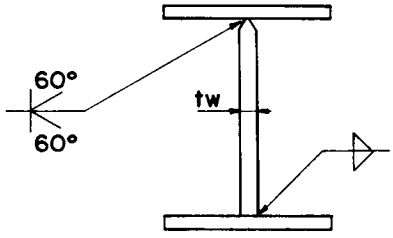


Fig. 10.15 - Solda entre mesa e alma - indicação

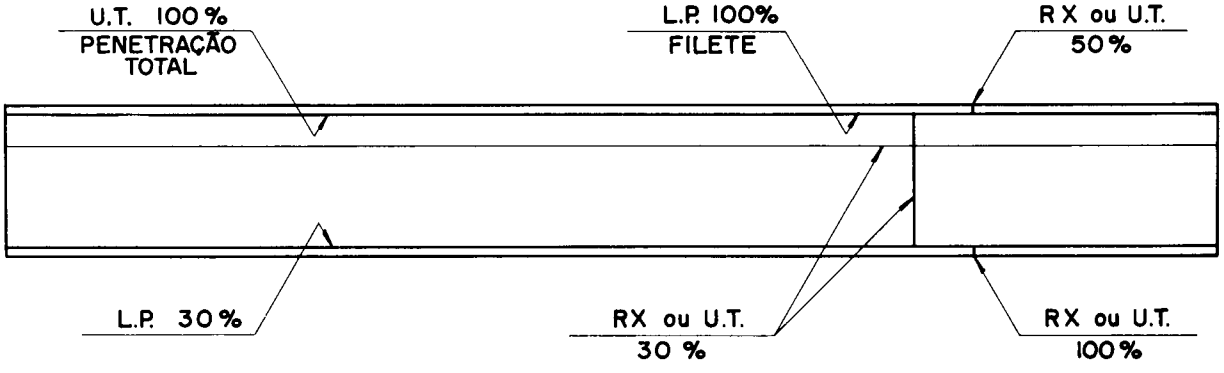
2 - Solda de enrijecedor com alma

A solda deve ser calculada pela expressão $f_{vs} = h\sqrt{\left(\frac{F_y}{1{,}4}\right)^3}$ kgf/cm² (AISC). Como os valores normalmente encontrados são muito baixos, é usual a solda mínima ou solda intermitente.

Fig.10.16 - Solda de enrijecedores com alma e mesa

3 - Inspeção

Todas as soldas devem ser inspecionadas para que a sua qualidade seja assegurada, tendo em vista o regime de trabalho das vigas de rolamento. Um exemplo dos testes necessários em viga são apresentados na Figura 10.17.



Obs.: Fazer o teste completo nos primeiros 10% do lote. Para o restante, reduzir 50%. Caso haja defeito, testar todo o lote.

Fig. 10.17 - Indicação de testes de solda

10.10 - Tensões locais em vigas de rolamento

As tensões locais na alma das vigas de rolamento são provocadas pela pressão localizada da roda da ponte rolante sobre a mesa superior e desta sobre uma zona reduzida da alma e do filete de união. É uma solicitação que freqüentemente causa muitos danos e pode ser superior à torção local. Essas tensões podem ser avaliadas por diferentes métodos, sendo um deles o da AISE Nº 13 - Seção 5.8.7, cuja expressão está em função da carga por roda, da espessura da mesa superior, do trilho e da alma. Este valor da tensão será adicionado às tensões de flexão da mesa superior (Fig. 10.18).

$$fbw = \frac{P \cdot tfs}{8\,(It + Im)} \cdot \sqrt[4]{2\,(It + Im)\,h / tw}$$

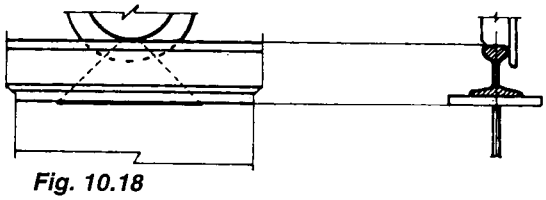


Fig. 10.18

fbw = tensão local devida à flexão provocada pela roda na mesa superior, tf/cm²

P = carga máxima por roda, tf

It = momento de inércia da seção do trilho, cm⁴

Im = momento de inércia da mesa superior, com ou sem reforço, cm⁴

tw = espessura da alma, cm

tfs = espessura da mesa superior, cm

h = altura da alma, cm

Como as tensões locais são inevitáveis, o único recurso do projetista é reduzi-las ao mínimo, quando os valores calculados forem elevados. Basicamente, existem três recursos que podem ser aplicados, isoladamente ou em conjunto, para reduzir as tensões locais e seus efeitos.

1 - Melhor distribuição dos elementos estruturais e posicionamento dos seus meios de união na seção transversal da viga.

2 - Melhoria das técnicas de fabricação para eliminar alguns entalhes, em que as concentrações de tensões poderiam levar à fadiga.

3 - Utilização de uma base resiliente sob o trilho, de modo a melhorar a ajustagem entre o trilho e a mesa.

Como soluções estruturais para o item 1, temos:

a) O uso de enrijecedores curtos entre os enrijecedores intermediários (Fig. 10.19 e 10.10 b).

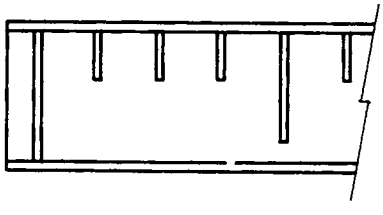


Fig. 10.19 - Reforçadores curtos

b) Colocação de mesas com reforçadores verticais (Fig. 10.20.a.b);

c) O uso de vigas semicaixão ou delta (Fig. 10.20.c.d);

d) Alma de grande espessura (Fig. 10.20.e);

e) Colocação de mesas de pequena largura e de grande espessura (Fig. 10.20.e).

Como soluções para o item 2, temos:

a) O uso de solda com alta penetração para almas com espessura menor ou igual a 12,5 mm (Fig. 10.20.f);

b) O uso de solda de penetração total para almas com espessura maior que 12,5 mm (Fig.10.20.g);

c) O uso correto dos equipamentos de solda, a fim de evitar trincas intermediárias pelas paradas dos equipamentos durante a soldagem.

Como soluções para o item 3, temos:

a) O uso de chapas de aço de 6 mm a 12 mm de espessura sob o trilho (Fig. 10.20.h);

b) O uso de coxim de material resiliente (tipo neoprene), de aproximadamente 6 mm de espessura, sob os trilhos (Fig. 10.20.h).
Estas soluções têm as seguintes vantagens: impedir a cavação do trilho sobre a mesa superior; reduzir as tensões na alma, na mesa superior e nas soldas de ligação da mesa com a alma da viga; redução do nível de ruído; redução do desgaste dos trilhos e das mesas. A maioria das normas recentes sobre vigas de rolamento admite uma redução de 25% nas tensões locais.

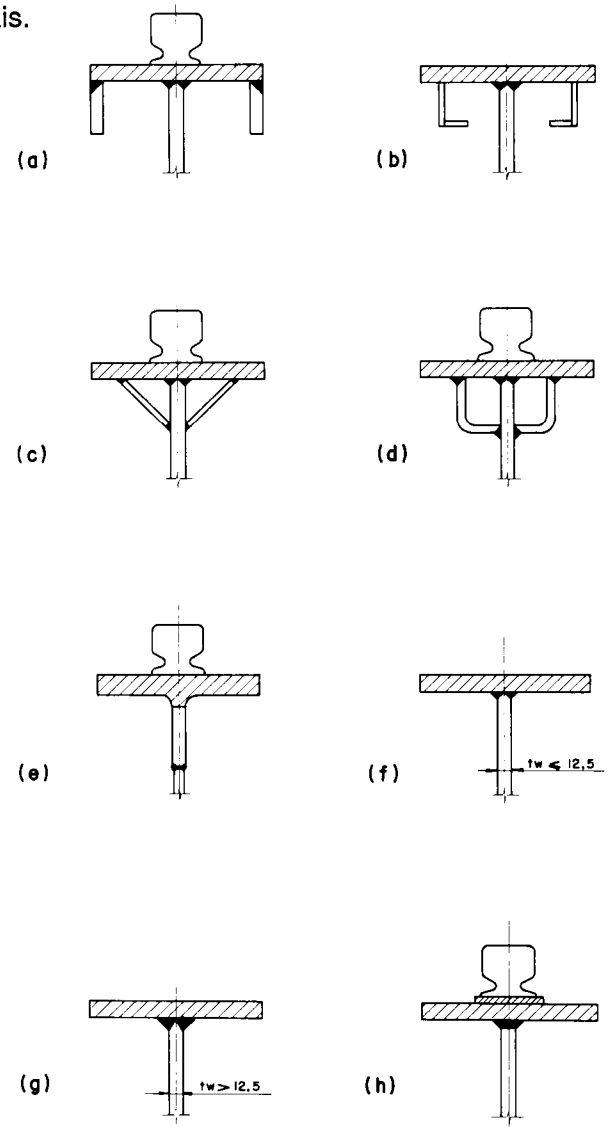
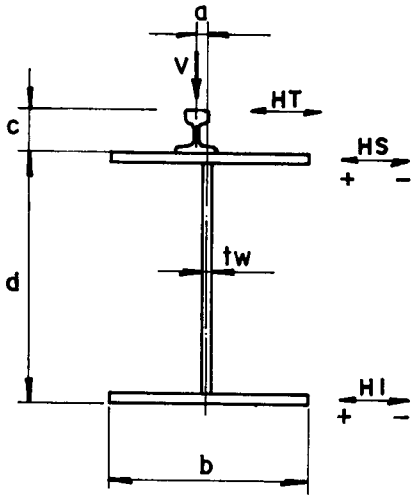


Fig. 10.20 - Soluções estruturais para redução da tensão local

10.11 - Informações adicionais

1 - Cálculo das reações horizontais, levando-se em conta a excentricidade



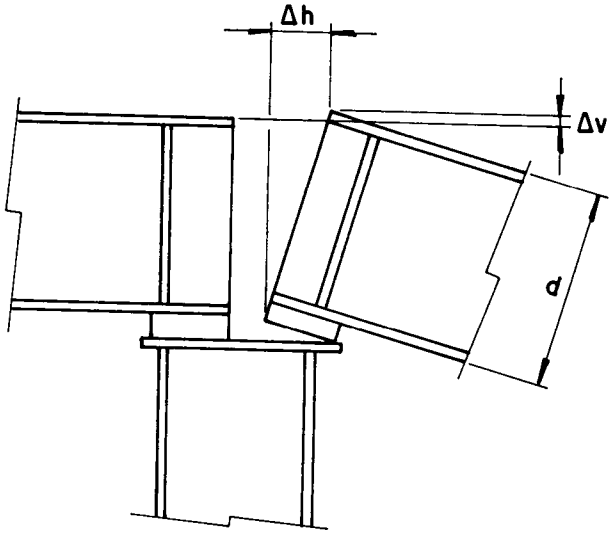
$$H_S = H_T + \frac{H_T \cdot c + V \cdot a}{d}$$

$$H_i = \frac{H_T \cdot c + V \cdot a}{d}$$

$$\left.\begin{array}{l} a \leq 10\text{mm} \\ a \leq \frac{3}{4}\ tw \end{array}\right\} \text{tomar o menor valor}$$

Fig. 10.21 - Esquema para cálculo das reações horizontais

2 - Rotação da viga no apoio



$$\Delta v\ \text{max.} = \frac{Rv\ d}{E\ Av}$$

(Mukhanov 1980)
Ed. em português
pgs. 241 e 242

$$\Delta h\ \text{max} = \frac{M.L.d}{3.E.I}$$

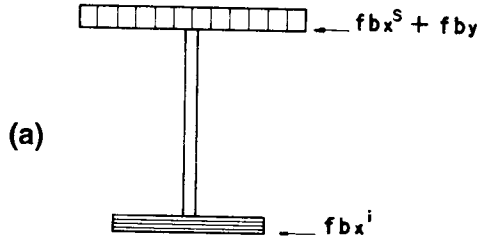
Rv = Reação vertical no apoio
d = Altura da viga
Av = Área da seção de apoio da viga
M = Momento fletor máximo
L = Vão da viga
I = Ix da viga
E = Módulo de elasticidade

Fig. 10.22 - Esquema para cálculo da rotação da viga

3 - Seções colaborantes para cálculo das tensões

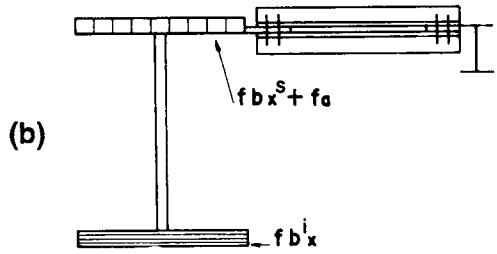
1 - Vigas sem contenção lateral

Na prática, para pontes de pequena capacidade, despreza-se a colaboração da alma e aplica-se a força HT diretamente na mesa.

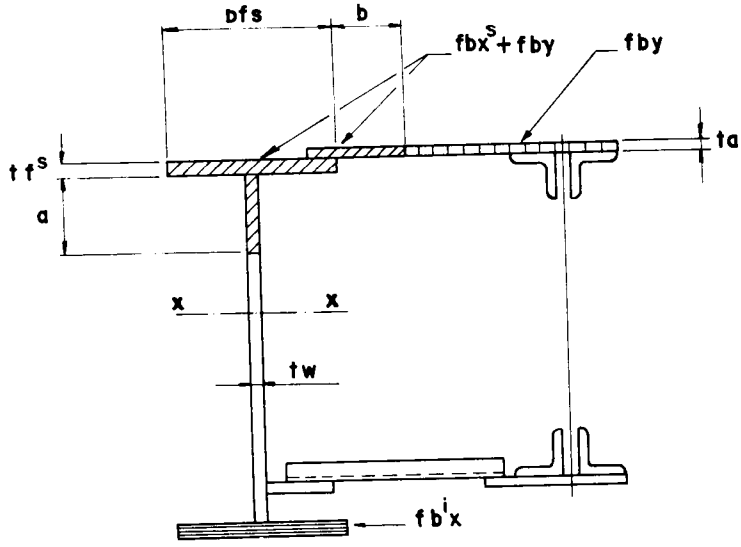


(a)

2 - Vigas com contenção lateral em treliça



3 - Viga com contenção lateral em chapas



$$a = \frac{34}{\sqrt{Fy}}\, tw = \begin{cases} 21\, tw \rightarrow Fy = 2{,}5\ tf/cm^2 \\ 18\, tw \rightarrow Fy = 3{,}5\ tf/cm^2 \end{cases}$$

$$b = \left(\frac{25{,}3}{\sqrt{Fy}} - \frac{1{,}27\, bf^s}{tf^s} \right) ta$$

$$\frac{h}{tw} \leq 160$$

Fig. 10.23 - Esquemas para cálculo de tensões

10.12 - Interligação de vigas de alturas diferentes

As figuras abaixo nos mostram as várias maneiras de se executar a transição entre vigas de alturas diferentes. As Figuras 10.24.a,b reduzem a altura da coluna e nas Figuras 10.24.c.d não há redução. O projetista deve escolher a melhor solução.

10.13 - Ligação da viga com coluna

A ligação lateral da viga de rolamento com a coluna normalmente é feita pela mesa superior, por meio de chapas que devem ter resistência suficiente para transmitir a reação das forças horizontais transversais às colunas. As chapas devem ter flexibilidade suficiente para permitir a rotação da viga provocada pela flexão vertical (Fig. 10.25). Se a viga tem altura > 2.000 mm, é usual colocar-se também uma contenção lateral no enrijecedor vertical, próximo à mesa superior (Fig. 10.25.f), para facilitar e dar maior segurança à montagem.

Nas soluções parafusadas, deve-se procurar fazer os furos normais na viga de rolamento e furos alongados nas chapas de ligação, sendo alongados no sentido longitudinal na chapa de ligação da mesa superior e transversal, ou uma maior folga (3,3 mm (1/8")), (Fig. 10.25.a) na da mesa inferior. Nestas ligações devem-se usar somente parafusos de alta resistência, tipo fricção.

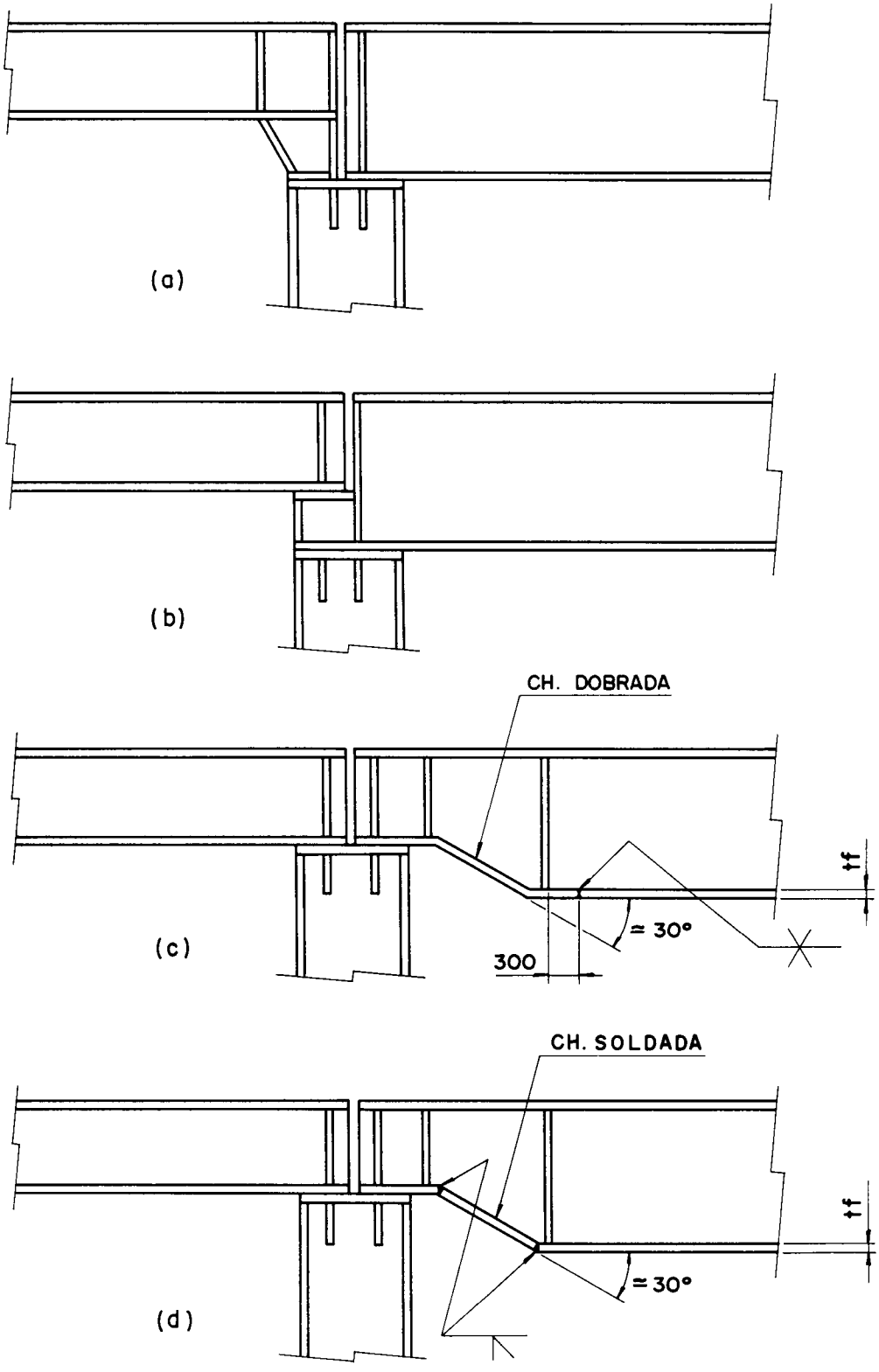


Fig. 10.24 - Solução para interligação de vigas com altura diferente

Na ligação da viga com a base não se deve dar o torque, apenas aperto manual, seguido do ferimento da rosca, para evitar que a porca saia durante a fase de operação.

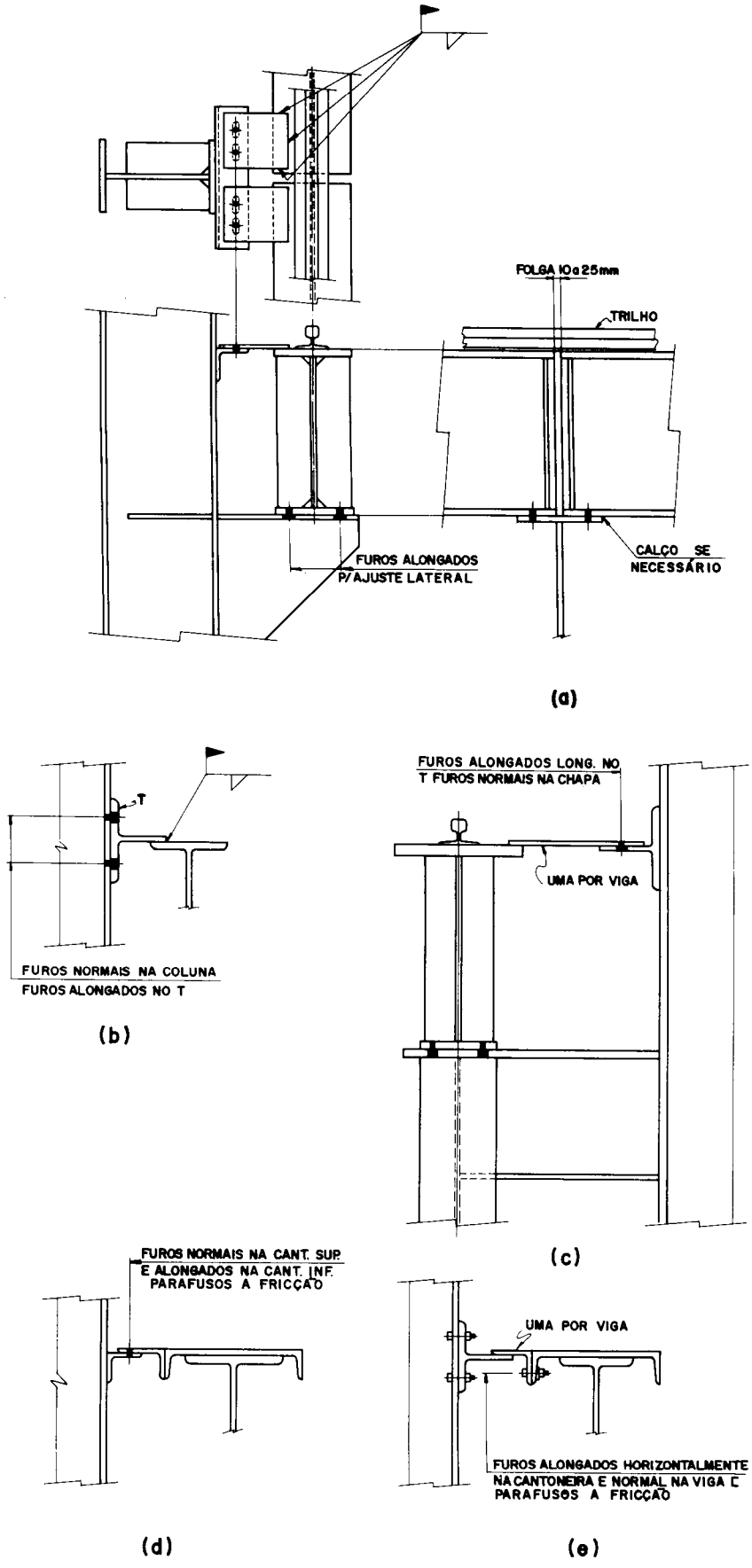


Fig. 10.25 - Ligação viga de rolamento com colunas

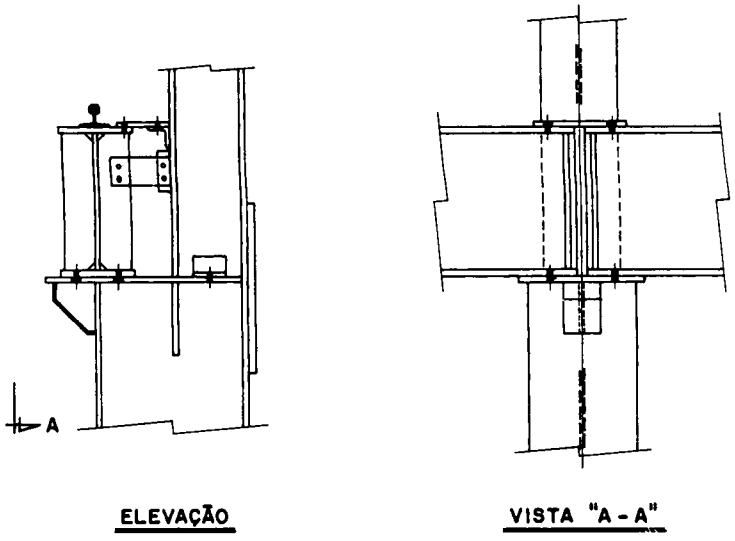
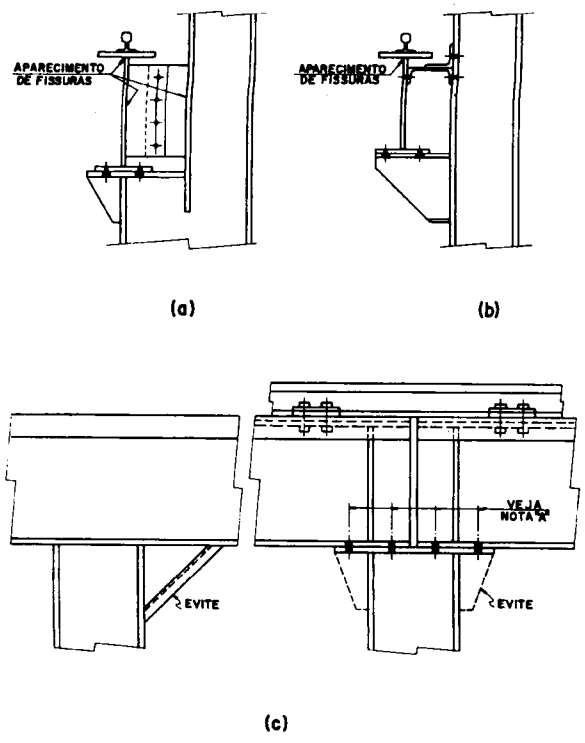


Fig. 10.25 - Continuação

10.14 - Detalhes construtivos não recomendados

Os detalhes a seguir apresentados devem ser evitados, por apresentarem problemas com o tempo (fadiga). As Figuras 10.26 a, b apresentam dois tipos de solução que a prática já condenou por causarem fissuras na alma, próximo à mesa superior. A Figura 10.26.c nos apresenta dois detalhes de fixação da base da viga de rolamento, em que se deve evitar a colocação de reforçadores sob a chapa. Os reforçadores dificultam a rotação da viga, dando muita rigidez à chapa de apóio.



NOTA "A" = ESTES PARAFUSOS DEVEM TER A CAPACIDADE DE TRANSMITIR AS FORÇAS LONGITUDINAIS

Fig. 10.26 - Detalhes construtivos não recomendados

10.15 - Pára-choque

Pára-choques são dispositivos colocados nas extremidades, sobre os trilhos (caso de pontes leves) (Fig. 10.27.a), ou diretamente sobre as vigas de rolamento, com a finalidade de impedir a queda da ponte rolante.

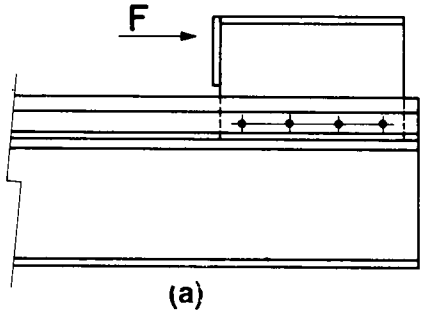
A fixação dos pára-choques deverá ser feita de preferência com parafusos que absorvem melhor o impacto, ou por meio de solda. Uma folga entre o final do trilho e o pára-choque deverá ser prevista na proporção de 25 mm para cada 30 m, com o máximo de 100 mm (Fig. 10.27.b.c.d).

A altura do pára-choque deverá estar de acordo com a altura do batente da ponte rolante, a ser fornecida pelo fabricante. Esta altura varia de 30 cm a 60 cm.

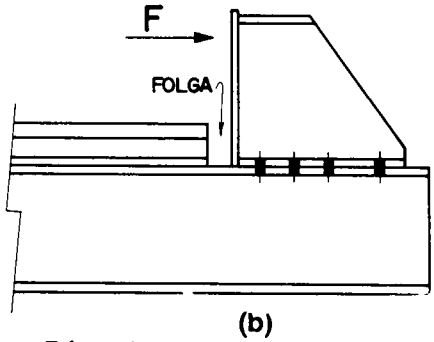
As pontes modernas possuem batentes com absorção de energia por molas, cilindros pneumáticos ou hidráulicos. Cada pára-choque colocado nos caminhos de rolamento deverá ser dimensionado para resistir a uma força de impacto F (fornecida pelo fabricante da ponte rolante), cuja energia será absorvida por molas ou cilindros. Esta força é calculada pela seguinte fórmula:

$$F = \frac{W\ V^2}{2G\ T}$$

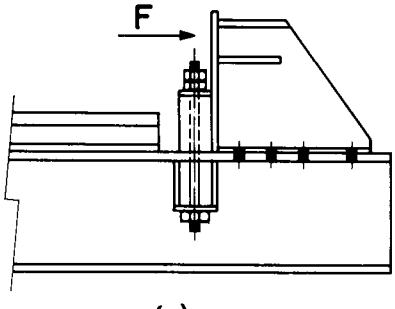
W = Peso total da ponte rolante, sem carga, em tf
V = Velocidade da ponte rolante, considerar 50% do regime de velocidade para a carga total em m/seg.
G = Aceleração da gravidade 9,81 m/s²
T = Comprimento de encurtamento da mola ou cilindro em cm - aproximadamente 5 cm.



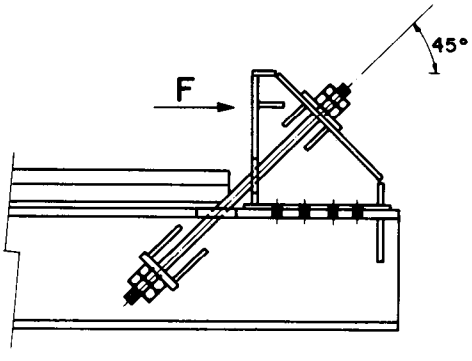
(a)
Pára-choque fixado no trilho para pontes leves



(b)
Pára-choque típico para pontes de regime médio



(c)
Pára-choque típico para pontes de regime médio a pesado



(d)
Pára-choque típico para pontes de regime pesado

A força F deve estar na linha de centro do batente da ponte rolante.

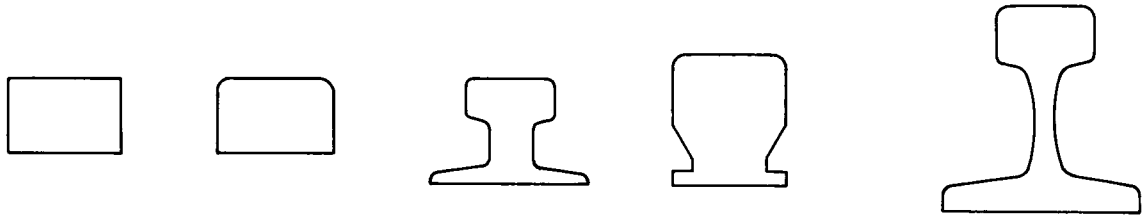
Fig. 10.27 - Tipos de pára-choque

10.16 - Trilhos

São barras ou perfis colocados no topo das vigas de rolamento, com a finalidade de servirem de caminho de rolamento para as rodas das pontes rolantes. A escolha adequada do tipo de material dos trilhos, de seu apoio e fixação, e a manutenção das tolerâncias de montagem reduzem sensivelmente as paradas de manutenção, que, no caso de galpões siderúrgicos, podem representar grandes prejuízos.

1 - Tipos de trilho

A escolha do tipo de trilho é responsabilidade do fabricante da ponte rolante e depende, basicamente, das condições de operação. As formas mais usuais de trilho são apresentadas na Fig. 10.28. Os trilhos retangulares, feitos de barras, podem ter bordas em canto vivo ou arredondado (Fig. 10.28.a). Encontrados nas dimensões usuais de 50 mm x 30 mm e 70 mm x 50 mm, são empregados em pontes de pequena capacidade e pouco uso. Para as demais pontes, foram desenvolvidos trilhos especiais, como os indicados na Fig. 10.28.b. Como, no Brasil, até o momento não são fabricados trilhos especiais para apoios das pontes rolantes, recorre-se, quando as condições o permitem, aos trilhos de ferrovia (Fig. 10.28.c) (Tab.C - 31 anexo).



(a) Trilhos de barras retangulares

(b) Trilhos especiais

(c) Trilho para ferrovias

Fig. 10.28 - Tipos de trilho

2 - Emenda e juntas de trilho

Os trilhos devem ser enviados para a obra com o maior comprimento possível (12 m), compatível com as condições de transporte, de modo a reduzirem as ligações de campo. Para trilhos que suportam pontes em regime de trabalho médio e pesado, é comum uni-los com solda **aluminotérmica,** esmerilhando-a totalmente em seguida. Para os demais casos, são usadas juntas com tala de junção parafusada (Fig. 10.29).

Emenda soldada

Emenda parafusada

Fig. 10.29 - Emenda de trilhos

3 - Juntas de dilatação

A junta de dilatação de mais simples execução em trilhos é a topo a topo. É empregada em trilhos que suportam pequenas cargas ou em pontes de pequeno uso, como é o caso das movimentadas manualmente. A junta de dilatação inclinada, apesar de um pouco mais trabalhosa que a de topo, apresenta melhores condições de serviço.

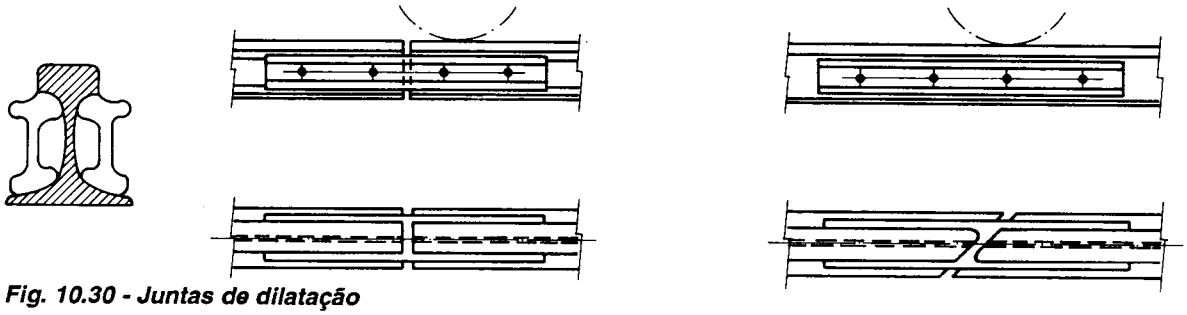


Fig. 10.30 - Juntas de dilatação

4 - Fixação dos trilhos

O sistema de fixação dos trilhos à viga de rolamento pode ser fixo ou flutuante ("Floating Clamps"). A diferença básica entre os dois é a maior folga no sistema flutuante, em que o trilho tem uma folga lateral maior, de 3 mm a 6 mm, e uma pequena folga superior, como indicado na Fig. 10.31 (veja Tabela 10.1 e 10.2).

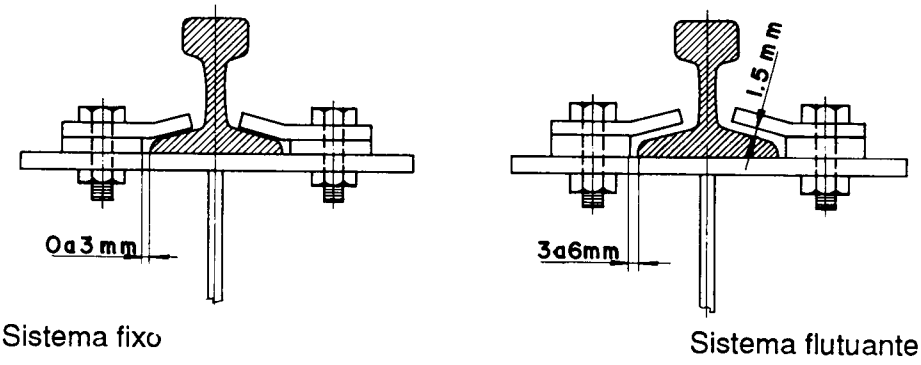


Fig. 10.31 - Fixação de trilhos

Estes dois sistemas são usados com sucesso, mas têm sido acusados de problemas. A AISE nº 13 recomenda o sistema flutuante para pontes em regime de trabalho pesado (principalmente siderurgia). A grande vantagem deste sistema é que ele permite um pequeno deslocamento do trilho. Com isso, acarreta menor desgaste dos trilhos e das rodas e liberdade de dilatação. Estes pequenos movimentos, durante anos, podem causar desgaste da mesa superior. Para evitá-lo, é comum a colocação de uma chapa de desgaste de aço de 6 mm a 12 mm ou elastômero entre o trilho e a mesa, cujas trocas seriam muito fáceis. Na escolha do elastômero, deve-se levar em conta a temperatura a que estará sujeito e a sua resistência a óleo e graxa. A sua fixação às mesas das vigas é feita com cola. A dureza varia entre 95° e 97° Shore e a espessura é de 6 mm. Para as demais condições de trabalho, a preferência é pelo sistema fixo.

Existe uma série de alternativas para a fixação dos trilhos nas mesas das vigas de rolamento.

a) Trilhos fixados diretamente às vigas de rolamento

Os trilhos de barras retangulares são fixados às vigas por meio de solda e, para tanto, devem ser fabricados com aço de boas características de soldabilidade. Para cargas pequenas, a solda pode ser intermitente, desde que a viga de rolamento não esteja em pátio descoberto, em locais com vapores agressivos etc. (Fig. 10. 32 a).

Fig. 10.32 - Trilhos fixados diretamente à viga de rolamento

b) **Trilhos fixados com ganchos**

O sistema de fixação com ganchos é usado no caso de vigas com mesas estreitas. O espaçamento entre o conjunto de ganchos deve ser menor que 600 mm e somente é aceito para os trilhos TR-25, 32, 37 e 45. Acima destes valores, os trilhos trabalham com alta carga por roda. Por isso, não se recomenda tal procedimento. (Fig. 10.33).

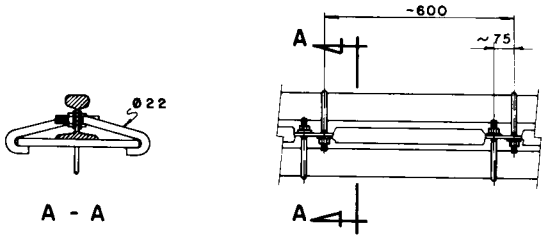


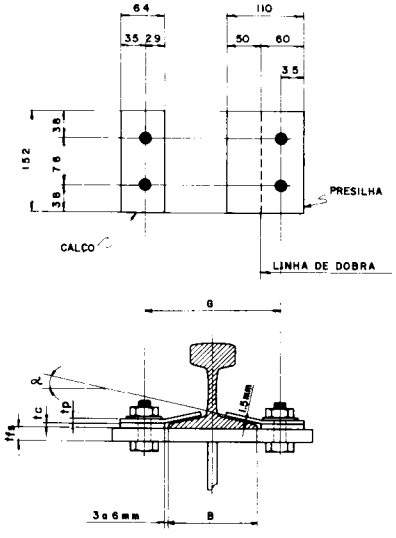
Fig. 10.33 - Trilhos fixados com ganchos

c) **Trilhos fixados com pressão, por meio de grapas e ou presilhas**

O tipo mais empregado para fixação de trilhos é a compressão com grapas de diferentes formas, que permitem correções posteriores de alinhamento e substituição mais fácil. A grapa mais simples é composta de duas chapas. A inferior, para posicionar o trilho, e a superior, com a função de pressionar o trilho contra a aba superior da viga de rolamento. O furo excêntrico da chapa inferior permite quatro posições diferentes para alinhar o trilho. A chapa inferior deve ter espessura menor (cerca de 2 mm a 3 mm) que a cota da base ao ponto em que a chapa superior se apóia no trilho, para permitir o efeito de mola desta última. (Tab. 10.1 e 10.2) e Fig. 10.34).

Tabela 10.1 - Trilhos flutuantes

Trilhos flutuantes							
Tipo	Trilho Base B	Gabarito (ideal) G	Calço de enchimento tc	Presilha			Parafuso
				tp	larg.	α	Ø
TR - 37	122,2	194	9,5	9,5	110	13°	22,2
TR - 45	130,2	202	11,1	9,5	110	14°02'	22,2
TR - 50	136,5	208	11,1	12,5	110	14°02'	25,4
TR - 52	131,7	204	12,5	12,5	110	13°	25,4
TR - 57	139,7	212	12,5	12,5	110	14°02'	25,4



Presilha (clamp) flutuante

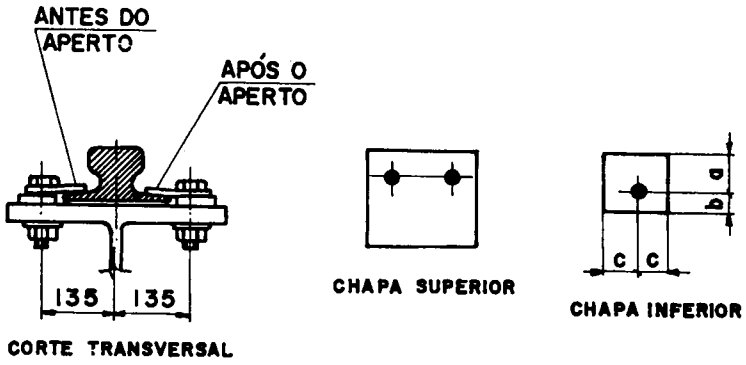
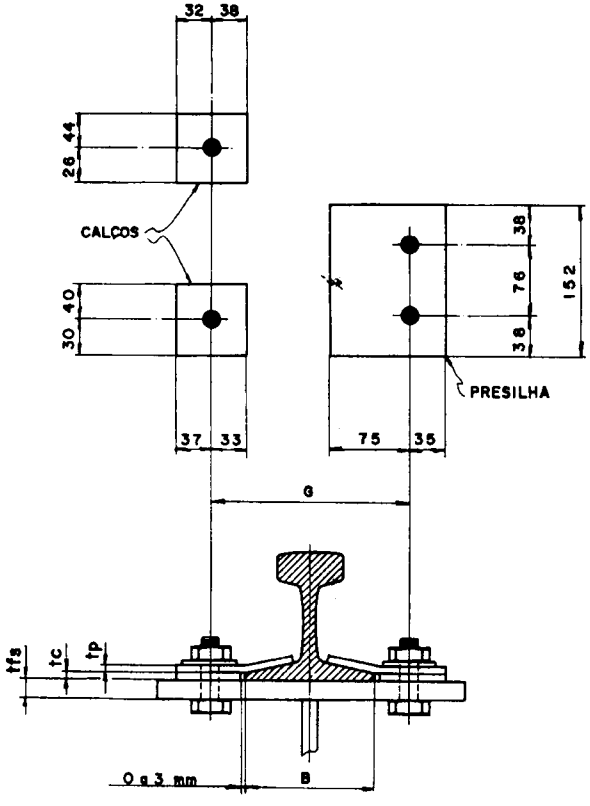


Fig. 10.34 - Trilhos fixados com grapas

Tabela 10.2 - Trilhos fixos

Trilhos fixos					
Tipo	Trilho base B	Gabarito (ideal) G	Calço de enchimento tc	Presilha esp. tp	Parafuso Ø
TR - 37	122,2	194	7,9	9,5	22,2
TR - 45	130,2	202	9,5	9,5	22,2
TR - 50	136,5	208	9,5	12,5	25,4
TR - 52	131,7	204	9,5	12,5	25,4
TR - 57	139,7	212	9,5	12,5	25,4



Presilha (clamp) fixa

Na Fig. 10.35 são mostrados alguns exemplos de fixação de trilhos com grapas forjadas ou fundidas, mais sofisticadas, que permitem melhor ajuste e possuem pequena altura. Nas Figs. 10.35.a.b são mostradas grapas fixadas por parafusos e na Fig. 10.35 c é mostrado um sistema em que a grapa é fixada por solda, o que elimina parafusos e furos na viga de rolamento.

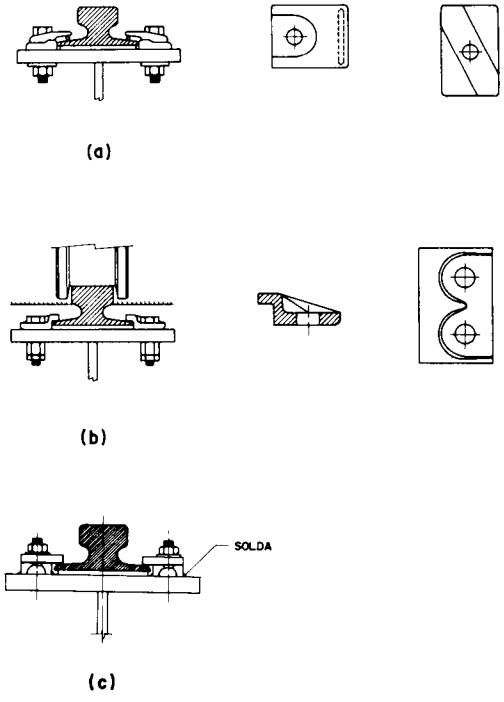


Fig. 10.35 - Fixação com grapas forjadas

É comum a fixação do trilho com grapas parafusadas de cada lado, podendo ser instaladas em pares opostos ou intercalados. O espaçamento entre elas varia de 600 mm a 900 mm. (Fig. 10.36).

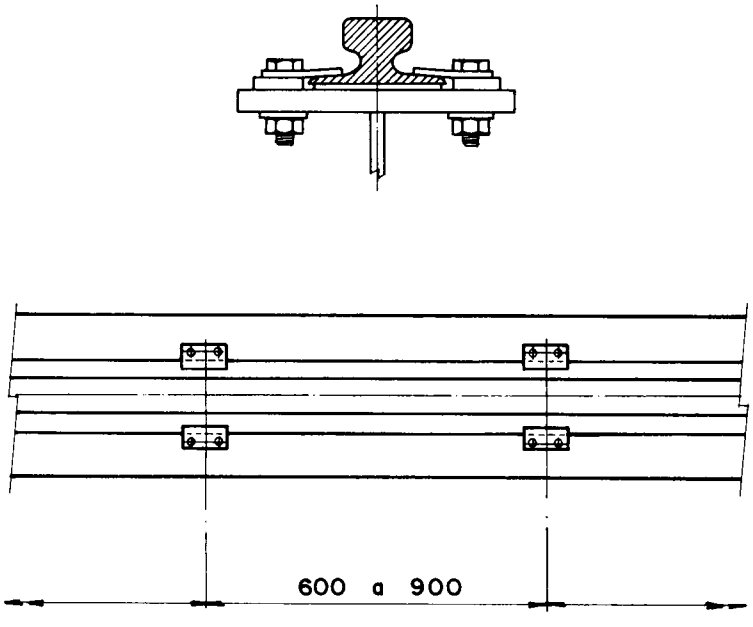
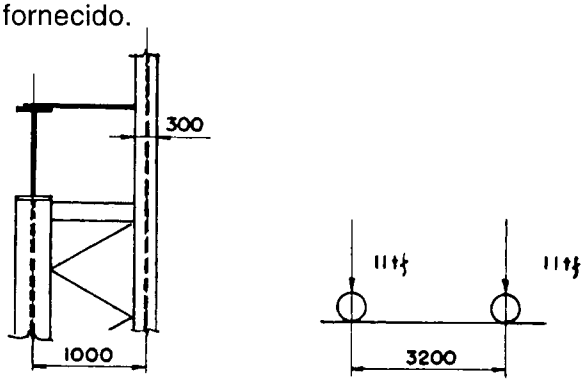


Fig. 10.36 - Espaçamento das grapas

Exemplo 10.1 - Calcular os esforços e dimensionar uma viga de rolamento para uma distância entre colunas de 8 m, que suporta uma ponte rolante de 16 t, cujo trem-tipo é fornecido.



Imp. vertical 25%
H_T= 15% x 16 tf = ± 2,40 tf
H_T = 2,40/2 rodas = ± 1,20 tf
Sobrecarga = 200 kgf/m²
Peso prop. estimado = 150 kgf/m
Δ_x = L/600
nº ciclo = 500.000 a 2.000.000
Aço ASTM A 36 Fy = 2,5 tf/cm²

Fig. 10.37

1 - Cálculo dos esforços

1.1 - Cálculo do momento vertical máximo

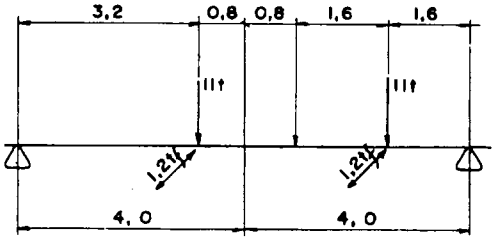


Fig. 10.38

$$Ra = 11\,(4{,}8 + 1{,}6)\,/\,8 = 8{,}8\,tf$$

$$Mc_{PRV} = 8{,}8 \times 3{,}2 = \underline{28{,}16} \times 1{,}25 = 35{,}2\,tfm$$

$$Mc_{CP} = 0{,}15 \times 8^2/8 = 1{,}2\,tfm$$

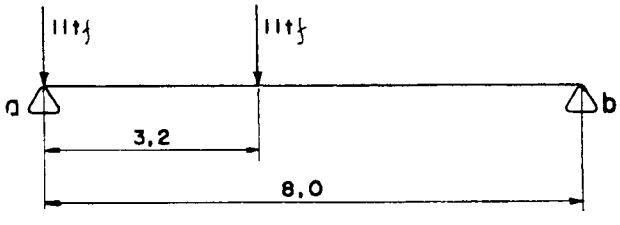
$$Mc_{SOB} = 0{,}2 \times \frac{1{,}0}{2} \times 8^2/8 = \underline{0{,}8\,tfm}$$

$$37{,}2\,tfm = 3720\ tfcm$$

1.2 - Cálculo do momento horizontal máximo

$$Mc_{HT} = 28{,}16 \times \frac{1{,}2}{11} = \pm\ 3{,}072\ tfm = \pm\ 307{,}2\ tfcm$$

1.3 - Cálculo do cortante máximo



$$Q_{PRV} = 11\left(1 + \frac{8 - 3{,}2}{8}\right) = 17{,}6\ tf$$

$$Imp. = 25\% \times 17{,}6 = 4{,}4\ tf$$

$$QCP = 0{,}15 \times 8/2 = 0{,}6\ tf$$

$$Q_{SOB} = 0{,}20 \times 1/2 \times 8/2 = \underline{0{,}4\,tf}$$

$$23{,}0\,tf$$

Fig. 10.39

$$Q_{HT} = \pm\ 17{,}6 \times 1{,}2/11 = \pm\ 1{,}92\ tf$$

2.0 - Dimensionamento

2.1 - Com treliça lateral

Como PR < 20 tf $\quad \Delta x \leq L/600 \rightarrow d/L = L/10$ a $L/14$

$d = 8.000/10 = 800$mm a $8.000/14 = 570$mm

Adotaremos: d = 700 mm Aço A36 Fy = 2,5 tf/cm²

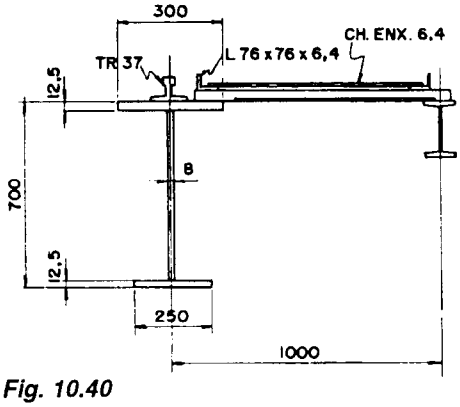


Fig. 10.40

Propriedades da seção:

$A = 123$ cm²
$I_x = 101.374$ cm⁴
$Wx^s = 3.049$ cm³
$Wx_i = 2.758$ cm³
$rt = 7,82$ cm

2.1.1 - Tensões atuantes

Mesa superior
$$\begin{cases} fbx^s = \dfrac{Mc}{Wx^s} = \dfrac{3.720}{3.049} = 1,22\ tf/cm^2 \\ fa^s = \dfrac{McH_T}{e \cdot Am^s} = \dfrac{307,2}{100 \times 1,25 \times 30} = 0,082\ tf/cm^2 \end{cases}$$

Mesa inferior
$$\left\{ fbx^i = \frac{3.720}{2.758} = 1,35\ tf/cm^2 \right.$$

Alma
$$\left\{ fv = \frac{23}{67,5 \times 0,8} = 0,43\ tf/cm^2 \right.$$

Tensões locais da roda

Inércia do trilho TR-37 = 951 cm⁴ (Tab. C-31)

$$fbw = \frac{P \times tfs}{8(I_T + Im^s)} \sqrt[4]{2\ (I_T + Im^s)\ \frac{h}{tw}}$$

$$fbw = \frac{11 \times 1,25}{8\ (951 + 4,88)} \sqrt[4]{2\ (951 + 4,88)\ \frac{67,5}{0,8}} = 0,036\ tf/cm^2$$

2.1.2 - Cálculo da flecha

$$\Delta x = \frac{5\ ML^2}{48EI} = \frac{5 \times 2.816 \times 800^2}{48 \times 2.100 \times 101.374} = 0,88\ cm < \Delta_{adm} = \frac{800}{600} = 1,33\ cm$$

2.1.3 - Tensões admissíveis

Fbx = (Fluxograma nº 2 - Apêndice A)

$d / t = 67{,}5 / 0{,}8 = 84 < 170 / \sqrt{Fy} = 107$ OK

Lb = 200 cm (distância entre diagonais da treliça superior)

$Lb = 200 < 20bf / \sqrt{Fy} = 20 \times 30 / \sqrt{2{,}5} = 380cm$ OK

$$Lb = 200 < \frac{1.406}{\frac{d}{Af} \cdot Fy} = \frac{1.406}{\frac{70}{1{,}25 \times 30} \times 2{,}5} = 301cm \quad OK$$

$bf^s/2tf^s = 30 / 2 \times 1{,}25 = 12 < 25 / \sqrt{Fy} = 25 / \sqrt{2{,}5} = 15{,}8$ OK

$bf^s/2tf^s = 12 < 17 / \sqrt{Fy} = 17 / \sqrt{2{,}5} = 10{,}8$ NÃO

Seção semicompacta

$Fb_x^s = Fy\,(0{,}79 - 0{,}0075\,(bf / 2tf)\,\sqrt{Fy})$

$= 2{,}5\,(0{,}79 - 0{,}0075\,(30 / 2 \times 1{,}25)\,\sqrt{2{,}5}) = 1{,}62\,tf / cm^2$

$Fa\ \lambda = \ell / rT = 200 / 7{,}82 = 26 \rightarrow Fa = 1{,}41\,tf / cm^2$ (Tab. A – 2)

2.1.4 - Somatório das tensões

Mesa superior
$$\begin{cases} \dfrac{fb_x^s + fbw}{Fb_x^s} + \dfrac{fa}{Fa} \quad \text{pois} \quad \dfrac{fa}{Fa} = \dfrac{0{,}082}{1{,}41} = 0{,}058 < 0{,}15 \\ \dfrac{1{,}22 + 0{,}045}{1{,}62} + 0{,}058 = 0{,}85 < 1 \quad OK \end{cases}$$

Mesa inferior $\{fb_x^i = 1{,}35 < 1{,}62\,tf / cm^2$

Alma $\{fv = 0{,}43 < 0{,}4Fy = 1{,}0\,tf / cm^2$

2.1.5 - Verificação a fadiga (capítulo 16)

Condição de carregamento 3

Classe B - Fig. 4 → Fsr = 1,27 tf / cm²

Mesa superior
$$\begin{cases} M_{max} = 3.520\,tf / \text{ (só carga móvel)} \\ fb_x^s + fa^s \times 0{,}5 = \dfrac{3.520}{3.049} + 0{,}5 \times 0{,}082 = 1{,}20\ tf / cm^2 < 1{,}27\,tf / cm^2 \quad OK \end{cases}$$

Mesa inferior $\{fb_x^i = \dfrac{3.520}{2.758} = 1{,}28 \cong 1{,}27\,tf / cm^2$ OK

2.1.6 - Verificação da alma

1 - Relações altura/espessura

$h / tw = 67{,}5 / 0{,}8 = 84 < 200 / \sqrt{Fb} = 200 / \sqrt{1{,}5} = 163$ OK

2 - Esmagamento da alma

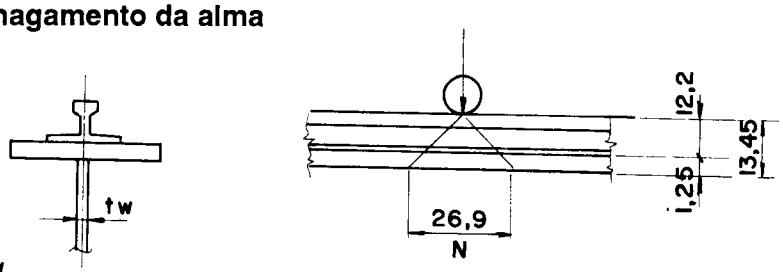


Fig. 10.41

$$fb = \frac{P\ \alpha}{tw\ N} = \frac{11 \times 1{,}25}{0{,}8\ \times 26{,}9} = 0{,}639 tf/cm^2 < 0{,}9Fy = 2{,}25 tf/cm^2 \quad OK$$

3 - Enrijecedor de apoio

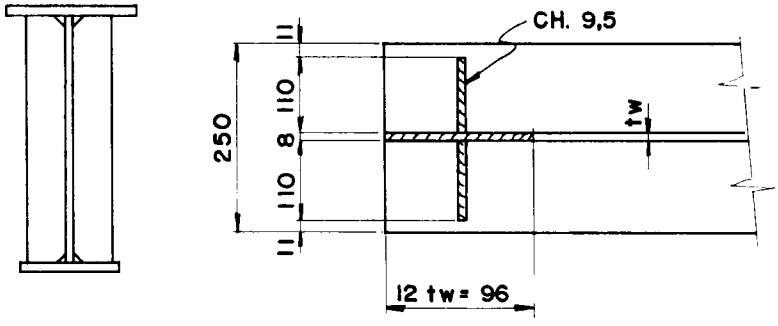


Fig. 10.42

Como coluna

$$\frac{b}{t} = \frac{110}{9{,}5} = 11{,}6 < \frac{25}{\sqrt{Fy}} = 15{,}8 \quad OK$$

$$A = 0{,}8 \times 9{,}6 + 2 \times 11 \times 0{,}95 = 28{,}58\ cm^2$$

$$Iy = \frac{0{,}95 \times 22{,}8^3}{12} = 938\ cm^4$$

$$ry = \sqrt{\frac{938}{28{,}58}} = 5{,}73\ cm$$

$$\lambda y = \frac{KLy}{ry} = \frac{0{,}75 \times 67{,}2}{5{,}73} = 9 \rightarrow Fa = 1{,}49 tf/cm^2$$

$$fa = \frac{23}{28{,}58} = 0{,}80 tf/cm^2 < 1{,}49 tf/cm^2 \quad OK$$

Esmagamento do enrijecedor de apoio

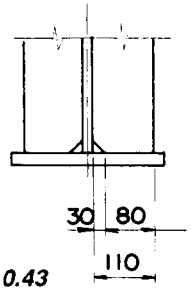


Fig. 10.43

$$Fb = 0{,}9Fy = 2{,}25 tf/cm^2$$

$$fb = \frac{23}{2 \times 8 \times 0{,}95} = 1{,}51 tf/cm^2 < 2{,}25 tf/cm^2 \quad OK$$

4 - Enrijecedor intermediário

$$\frac{h}{tw} = \frac{67,5}{0,80} = 84 < 260 \quad OK$$

$$Fv = \frac{Fy}{2,89}\ (Cv) \leq 0,4Fy$$

Considerando enrijecedores nos quartos da viga, para combater possíveis excentricidades dos trilhos, temos:

$$a = 800 / 4 = 200$$

$$h = 67,5$$

$$\frac{a}{h} = \frac{200}{67,5} = 2,96$$

$$k = 5,34 + \frac{4,00}{(a/h)^2} \therefore k = 5,34 + \frac{4}{2,96^2} = 5,79$$

$$Cv = \frac{3.164 \cdot k}{Fy(\frac{h}{t})^2} = \frac{3.164 \times 5,79}{2,5 \times 84^2} = 1,04 < 0,8 \qquad NÃO$$

$$Cv = \frac{50}{h/t}\sqrt{\frac{k}{Fy}} = \frac{50}{84}\sqrt{\frac{5,79}{2,5}} = 0,91 > 0,8 \qquad OK$$

$$Fv = \frac{2,5}{2,89} \times 0,91 = 0,79\,tf/cm^2 < 1,0\,tf/cm^2 \qquad OK$$

$$fv = \frac{23}{0,8 \times 67,5} = 0,43\,tf/cm^2 < 0,79\,tf/cm^2 \qquad OK$$

2.1.7 - Ligações da composição do perfil

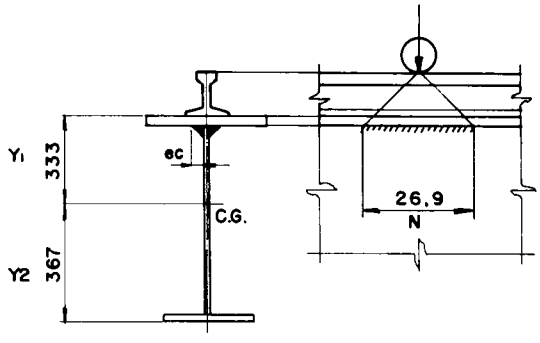


Fig. 10.44

$$Q = 23\,tf \quad Am^s = 30 \times 1,25 = 37,50\,cm^2$$

$$Ix = 101.374\,cm^4 \quad N = 2 \text{ (Filetes)}$$

$$Ms^s = Am^s \times y_1 = 37,5 \times 32,67 = 1.225\,cm^3$$

$$q^s x = \frac{Q \cdot Ms^s}{n \cdot Ix} = \frac{23 \times 1.225}{2 \times 101.374} = 0,139\,tf/cm$$

$$\alpha = \text{Impacto} \quad qy = \frac{P \cdot \alpha}{2N} = \frac{11 \times 1,25}{2 \times 26,9} = 0,256\,tf/cm$$

$$q = \sqrt{qx^2 + qy^2} = \sqrt{0,139^2 + 0,256^2} = 0,291\,tf/cm'$$

$R_{FIL} = 1,044\,tf/cm$ (Tab. 5.8)

$$ec = q/R_{FIL.} \therefore ec = 0,291/1,044 = 0,28\,cm = 2,8\,mm$$

USE ec = 6 mm (como mínimo) com alta penetração

Solda dos enrijecedores com alma e mesa

$$fvs = h\sqrt{(Fy/1{,}4)^3} = 67{,}5\sqrt{(2{,}5/1{,}4)^3} = 160\ kgf/cm$$

Para dois filetes 160/2 = 80 kgf/cm

ec = 80/1.044 = 0,077 cm

Use ec = 5 mm mínimo

Treliça horizontal

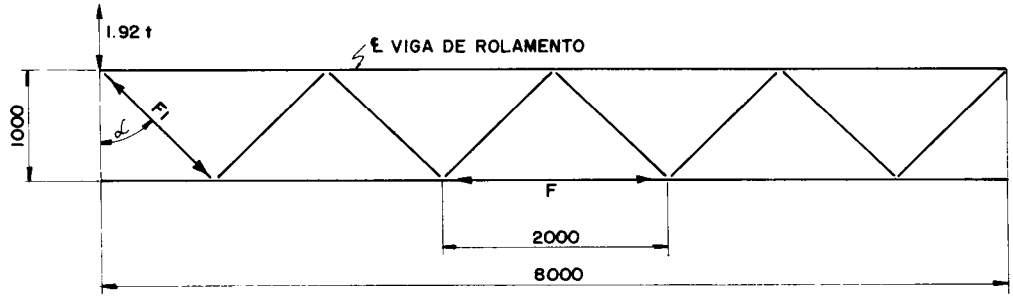


Fig. 10.45

$$H_S = H_T + \frac{H_T.\,c + V.\,a}{d} = 1{,}92 + \frac{1{,}92 \times 12{,}2 + 23 \times 0{,}75 \times 0{,}8}{70} = 2{,}45\,tf$$

$$H_S = \pm 2{,}45\,tf \qquad F = \frac{490}{100} = 4{,}90\,tf.$$

$$M_{HT} = P\ell/4 = 2{,}45 \times \frac{8}{4} = 490\ tfcm \qquad F_1 = \frac{2{,}45}{\cos\alpha} = \frac{2{,}45}{0{,}707} = 3{,}46\,tf$$

CH 6,3 enxadrezada	–	$60\,kgf/m^2$
Estrutura	–	$60\,kgf/m^2$
Sobrecarga	–	$200\,kgf/m^2$
		$320\,kgf/m^2$

q = 320 kgf/m² x 0,5 = 160 kgf/m

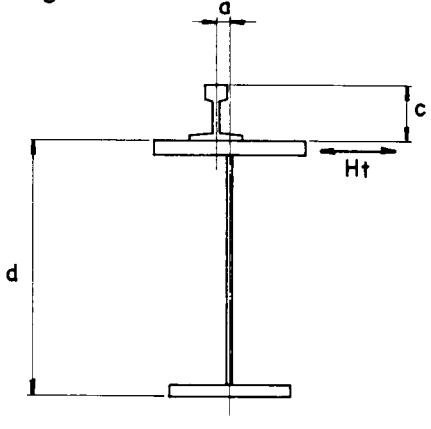


Fig. 10.45.a

$$m = \frac{qL^2}{8} = \frac{160 \times 8^2}{8} = 1.280\,kgfm = 128\,tf\ cm$$

$F = \pm 4{,}90\,tf$

$Lx = 800\,cm \qquad \lambda x = \frac{800}{8{,}3} = 96 \quad \rightarrow \quad Fa = 0{,}95\,tf/cm^2$

$Ly = 200\,cm \qquad \lambda y = \frac{200}{2{,}11} = 95$

$I\ 203 \times 27{,}3\ ry/m \qquad fa = \frac{4{,}9}{34{,}8} = 0{,}14\,tf/cm^2$ OK

$Ix = 2.400\,cm^4 \qquad fbx = \frac{128}{236} = 0{,}542\,tf/cm^2 < 1{,}50\,tf/cm^2$ OK

$A = 34{,}8\,cm^2 \qquad \frac{0{,}14}{0{,}950} + \frac{0{,}542}{1{,}50} = 0{,}510 < 1{,}0$

$Wx = 236\,cm^3 \qquad \Delta x = \frac{5\ q\ L^4}{384\ E\ I_x} = \frac{5 \times 1{,}6 \times 800^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^6 \times 2.400} = 1{,}69\,cm$

$rx = 8{,}3\,cm \qquad \Delta x_{adm.} = \frac{800}{360} = 2{,}22\,cm > 1{,}69$ OK

$ry = 2{,}11\,cm$

"Diagonal" Seja L 64 x 64 x 4,8

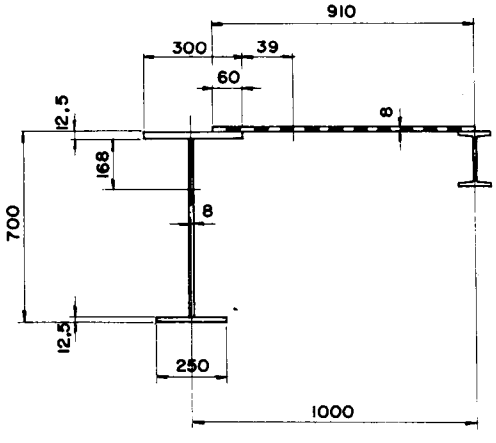
$F_1 = \pm 3{,}46\,tf \qquad A = 5{,}8\,cm^2 \qquad rz = 1{,}24\,cm$

$Lx = Ly = 141\,cm \qquad \lambda = \frac{141}{1{,}24} = 114 < 150$ OK

$Fa = 0{,}78\,tf/cm^2$

$fa = \frac{3{,}46}{5{,}8} = 0{,}596\,tf/cm^2 < 0{,}78\,tf/cm^2$ OK

2.2 - Com a chapa do passadiço dando contenção lateral



$a = 21tw = 21 \times 8{,}0 = 168\,mm$

$$b = \left(\frac{25}{\sqrt{Fy}} - \frac{bf^s}{2tf^s}\right) ta$$

$$b = \left(\frac{25}{\sqrt{2{,}5}} - \frac{30}{2 \times 1{,}25}\right) 0{,}8 = 3{,}04\,cm$$

Fig. 10.46

2.2.1 - Cálculo das propriedades

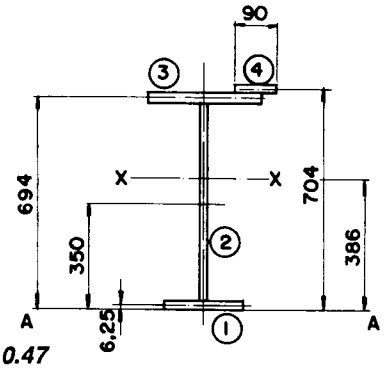


Fig. 10.47

	A	d	Ad
1	31,25	0,625	19,53
2	54	35,0	1.890
3	37,5	69,4	2.602
4	7,2	70,4	506
	129,95		5.018 cm³

$$d = \frac{5.018}{129,95} = 38,62\,cm$$

$$Ix = \frac{0,8 \times 67,5^3}{12} + 54 \times 3,62^2 + 31,25 \times 37,99^2 + 37,5 \times 30,8^2 + 7,2 \times 31,78^2 = 109158\,cm^4$$

$$Wx^s = 3.479\,cm^3$$

$$Wx^i = 2.827\,cm^3$$

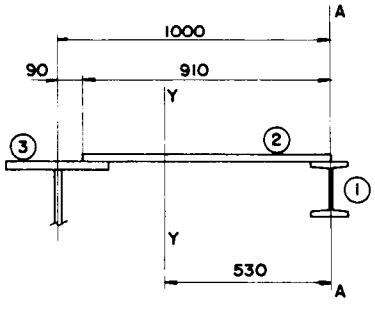


Fig. 10.48

$$A_1 = 34,8\,cm^2$$

$$A_2 = 0,8 \times 91 = 72,8\,cm^2$$

$$A_3 = 1,25 \times 30 + 0,8 \times 16,8 = 50,94\,cm^2$$

A	d	Ad
34,8	0	0
72,8	45,5	3.312
50,94	100	5.094
158,54		8.406 cm³

$$d = \frac{8.406}{158,54} = 53,02\,cm$$

$$Iy = 1,25 \times \frac{30^3}{12} + 50,94 \times 46,98^2 + 0,8 \times \frac{91^3}{12} + 72,8 \times 7,5^2 + 34,8 \times 53^2 = 267.329\,cm^4$$

$$Wy^e = 267.329 / 62 = 4.311\,cm^3$$

$$Wy^d = 267.329 / 58 = 4.609\,cm^3$$

2.2.2 - Tensões atuantes

Mesa superior $\begin{cases} fb_x^s = 3.720 / 3.479 = 1{,}07\,tf/cm^2 \\ fb_y^s = 307{,}2 / 4.311 = 0{,}071\,tf/cm^2 \end{cases}$

Mesa inferior $\{ fb_x^i = 3.720 / 2.827 = 1{,}32\,tf/cm^2$

Alma $\{ fv = 0{,}43\,tf/cm^2$

2.2.3 - Tensões admissíveis

Como a viga está toda contida, a seção continua semicompacta.

$Fb_x^s = 1{,}50\,tf/cm^2$

Fby – (Fluxograma nº 3)

Como $bf^s/2\,tf^s = 12 > 10{,}8$

$$Fby = Fy\left[1{,}075 - 0{,}0188\left(\frac{bf}{2\,tf}\right)\sqrt{Fy}\right] = 2{,}5\left[1{,}075 - 0{,}0188 \times 12\sqrt{2{,}5}\right] = 1{,}80\,tf/cm^2$$

2.2.4 - Somatório das tensões

Mesa superior $\left\{ \dfrac{fb_x^s}{Fbx} + \dfrac{fb_y^s}{Fby} = \dfrac{1{,}07 + 0{,}036}{1{,}50} + \dfrac{0{,}071}{1{,}80} = 0{,}78 < 1 \quad OK \right.$

Mesa inferior $\{ fbx^i = 1{,}32\,tf/cm^2 < 1{,}50\,tf/cm^2 \quad OK$

Alma $\{ fv = 0{,}43\,tf/cm^2 < 1{,}0\,tf/cm^2 \quad OK$

2.2.5 - Verificação da flecha

$$\Delta x = \frac{5 \times 2.816 \times 800^2}{48 \times 2.100 \times 109.158} = 0{,}82\,cm < 1{,}33\,cm \quad OK$$

2.2.6 - Verificação da fadiga

Mesa superior $\left\{ fb_x^s + fb_y^s \times 0{,}5 = \dfrac{3.520}{3.475} + \dfrac{0{,}071 \times 0{,}5}{4.311} = 1{,}01\,tf/cm^2 < 1{,}27\,tf/cm^2 \right.$

Mesa inferior $\left\{ fbx^i = \dfrac{3.520}{2.827} = 1{,}25\,tf/cm^2 < 1{,}27\,tf/cm^2 \quad OK \right.$

Obs.: Demais verificações idênticas às anteriores.

2.2.7 - Cálculo do perfil I 203 x 27,3 kg/m

$$Mx = \frac{0,32}{2} \times 8^2/8 = 128\,tcm$$

$$fbx = 128 / 236 = 0,542\ tf / cm^2$$

$$fby = 307,2 / 4.609 = 0,067\,tf / cm^2$$

$$Fbx = 0,66Fy = 1,65\,tf / cm^2 \quad \text{(Fluxograma nº 2)}$$

$$Fby = 0,75Fy = 1,90\,tf / cm^2 \quad \text{(Fluxograma nº 3)}$$

Somatória das tensões

$$\frac{0,542}{1,65} + \frac{0,067}{1,90} = 0,36 < 1,0 \quad \text{OK}$$

$$\Delta x = 1,87\,cm < 2,22\,cm \qquad \text{OK}$$

Obs.: Nas duas soluções, as tensões de fadiga foram o fator limitador. Solda de ligação chapa-viga mínima 5 mm.

2.2.8 - Cálculo da chapa de piso

Carga permanente = $80\,kgf/m^2$

SOB. = $200\,kgf/m^2$

$t = 0,8 \qquad q = 280\,kgf/m^2 \rightarrow 300\,kgf/m^2 \rightarrow$ Tab. C – 29

Para $a/b = 3,0 \quad a = 309 \quad b = 103 \cong 100$

Isto indica necessidade de reforço a cada 3,0 m.

Colocaremos um L 50 x 50 x 4,8 mm sob a chapa.

CAPÍTULO 11

Vigas de cobertura

11.1 - Introdução

Para receber as cargas de cobertura (telhas, terças, chuvas, poeiras e sobrecargas em geral) e transmiti-las às colunas, são empregadas vigas que ao mesmo tempo servem para dar estabilidade às estruturas, que podem ser em alma cheia ou vazada (Fig. 11.1) ou em tesoura e treliças (Fig. 11.7).

Quando o espaçamento entre colunas é muito grande (> 8 m), é comum a colocação de uma viga intermediária com a finalidade de se reduzir o vão das terças, chamando-as de vigas secundárias da cobertura (Fig. 11.2).

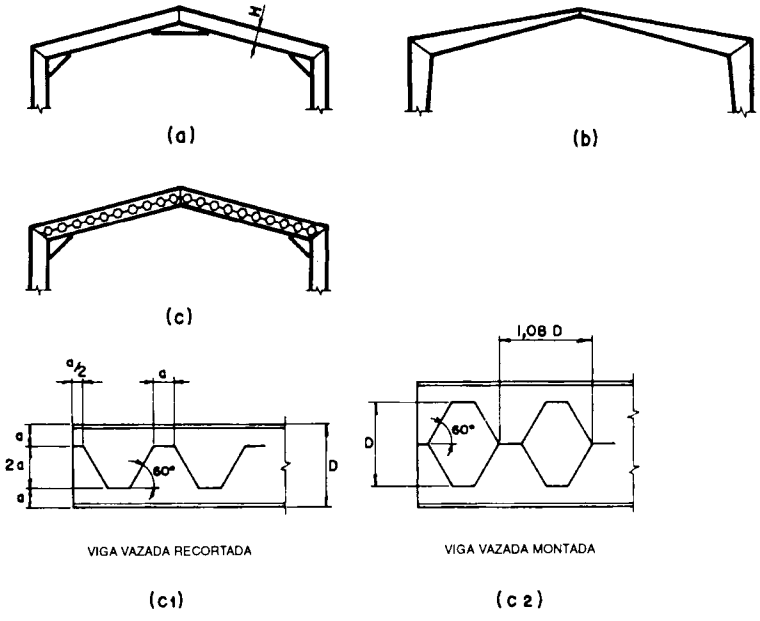


Fig. 11.1 - Tipos de viga de cobertura em alma cheia

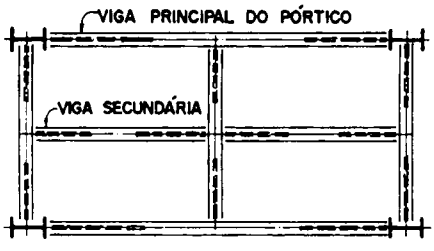


Fig. 11.2 - Viga secundária da cobertura

11.2 - Vigas de cobertura em alma cheia

São formadas por perfis laminados, soldados ou vazados, originados de ambos. Podem ser com altura constante, para vãos até 30 m, ou variáveis — muito usados em grandes vãos, acima de 30 m, para galpões sem ponte rolante.

A altura da viga do pórtico varia dentro da seguinte relação:

H/L = 1/40 a 1/60 do vão para galpões com ponte rolante
H/L = 1/50 a 1/70 do vão para galpões sem ponte rolante

Contenção lateral

Para se ter um dimensionamento econômico, é fundamental dar-se a necessária contenção lateral à viga, que pode ser feita com terças ou mediante a colocação de contraventamentos no plano da cobertura. Se a viga tem pequena altura (< 400 mm), somente o contraventamento dá a devida contenção. Mas se tiver altura maior, usa-se o artifício de se colocar mão-francesa em algumas terças estrategicamente escolhidas (Fig. 11.3.b).

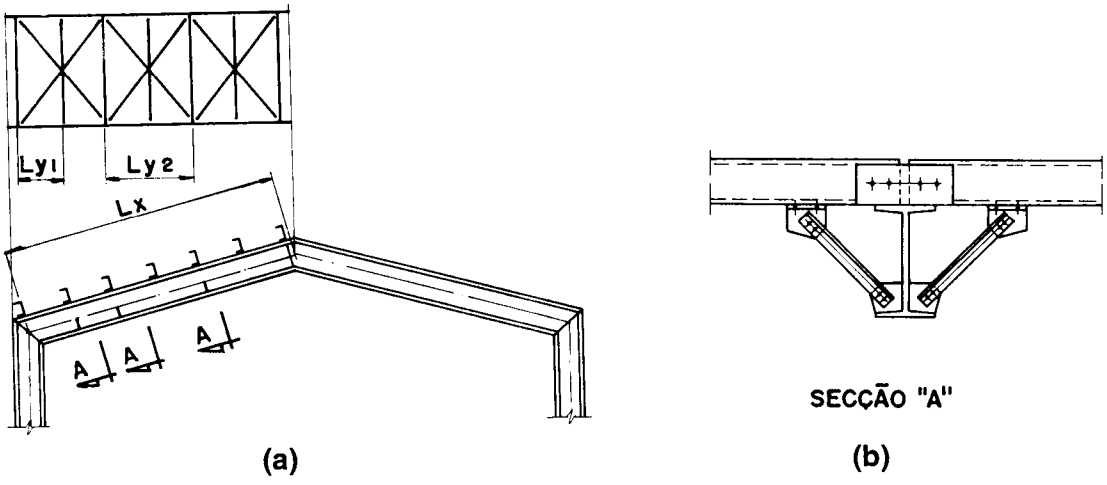


Fig. 11.3 - Contenção lateral

Os pórticos com tirantes são também empregados, mas seu uso deve ser analisado com "cautela", pois só têm bom funcionamento quando solicitados por cargas verticais devidas as cargas permanentes e acidentais. Os tirantes não devem ser considerados para as cargas permanentes mais vento, que habitualmente dão resultados contrários, ou seja, compressão no tirante. O mesmo pode ocorrer quando são introduzidas cargas horizontais de ponte rolante. Os tirantes têm a vantagem de reduzir os deslocamentos nos pontos de ligação viga-coluna (Fig. 11.4.a.b).**

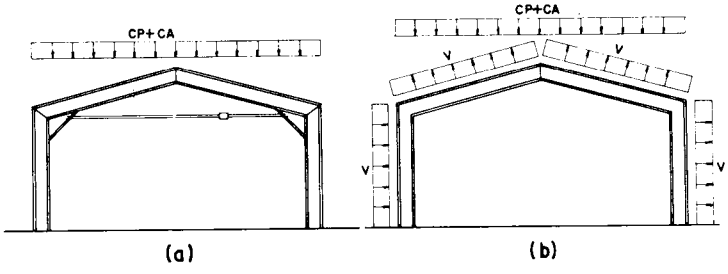


Fig. 11.4 - Pórticos com tirantes

** Inúmeras obras entraram em colapso por causa da compressão do tirante, provocada por ventos de grande intensidade, que foram negligenciados nos cálculos.

Quando se trabalha com vãos maiores que 20 m, os deslocamentos nos cantos podem ser inconvenientes durante a fase de montagem. Nesses casos, pode-se estudar uma contraflecha no pórtico (Fig. 11.5.a), ou colocar um tirante para neutralizar esses efeitos, levando-se em conta o item anterior (Fig. 11.5.b).

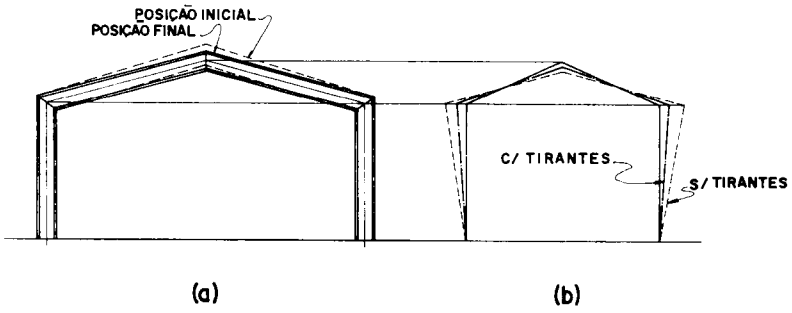


Fig. 11. 5 - Pórticos com contraflecha

Para as vigas de cobertura em alma cheia, existem somente dois pontos principais a serem analisados: ligação viga com viga (Fig. 11.6.I) e ligação viga-coluna (Fig. 11.6.II). Várias alternativas de soluções são mostradas na Fig. 11.6. Para vãos maiores, em que a metade da viga tenha mais que 12 m de comprimento, a solução indicada na Fig. 11.6.f pode ser a melhor, ou fazer-se uma emenda no perfil.

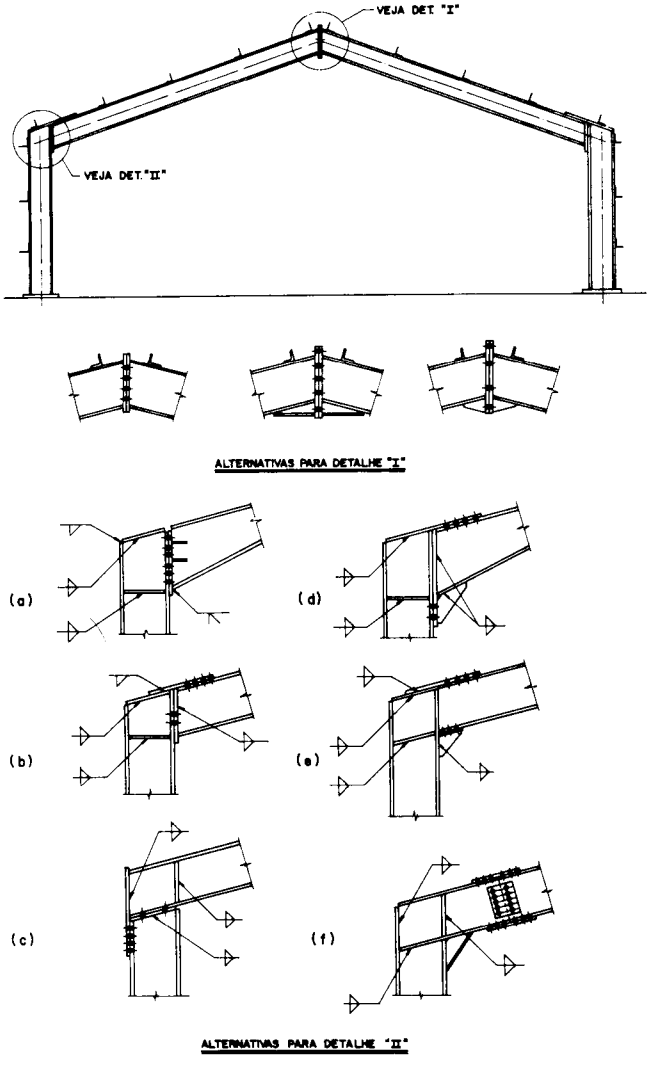


Fig. 11.6 - Alternativas de ligação viga-viga e viga-coluna

11.3 - Vigas de cobertura em armações (tesouras ou treliças)

As armações são as mais antigas formas de solução para qualquer tipo de cobertura. Hoje, com o advento dos perfis laminados de maior altura e dos perfis tipo I soldados, as armações passaram a ser econômicas para vãos acima de 25 m - 30 m. As armações podem ser compostas por meio de ligações parafusadas ou soldadas. As ligações parafusadas, devido à necessidade de espaçamento entre furos e extremidades, representam um peso maior do que as soldadas, da ordem de 5% a 10%. Para se determinar o peso de uma armação, adiciona-se ao peso das peças (cordas + diagonais + montantes) um percentual para cobrir as chapas de ligação, sendo ~10% quando a solução for soldada e ~ 20% quando parafusada.

A principal característica desse tipo de estrutura é que as suas barras trabalham normalmente a tração ou compressão.

Contraflechas devem ser dadas em armações para vãos acima de 20 m, igual à flecha provocada pelo peso próprio.

Existe uma grande variedade de tipos de tesouras e treliças. Algumas são apresentadas na Fig. 11.7. A tesoura mais simples é a calculada como biapoiada (Fig. 11.7.a). Quando se quer dar maior rigidez para as cargas laterais de vento, usa-se colocar uma mão-francesa indo da coluna até o primeiro montante (Fig. 11.7.b), ou se adota uma solução como a indicada na Fig. 11.7.c, que proporciona excelente rigidez às colunas para qualquer tipo de carregamento.

As soluções em treliças, com as cordas paralelas, também é uma ótima opção para inclinações de 0° a 10° (Fig. 11.7.d,e).

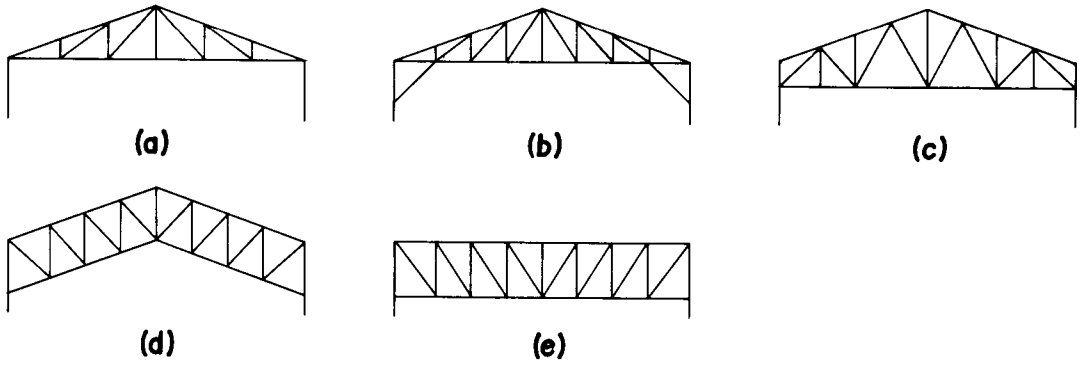


Fig. 11.7 - Tipos de armação

1 - Determinação dos tipos de seção

Os tipos de seção empregados na formação de elementos das armações das coberturas devem ser selecionados sob o ponto de vista técnico e econômico, procurando-se a solução mais apropriada. Os principais tipos de seção empregados na formação das armações são os indicados na Fig. 11.8.

Normalmente, empregam-se para as cordas as soluções que tenham um eixo de simetria no plano da armação. Entre estas, podemos selecionar:

a) Um par de cantoneiras de abas iguais (Fig. 11.8.a), quando se tiver ℓ_x um pouco maior (1,35) do que ℓ_y;

b) Um par de cantoneiras de abas desiguais (Fig. 11.8.b), quando se tiver $\ell_x \geq 2\ \ell_y$;

c) As seções formadas por um T (Fig. 11.8.c) laminado ou soldado e formadas por um par

de Us (Fig. 11.8.d), ou por I laminado ou soldado (Fig. 11.8.e), são opções para grandes cargas. As seções em duplo L opostas pelo vértice (Fig. 11.8.f) são ótimas soluções para diagonais e montantes a compressão, pois o raio de giro nos dois sentidos é praticamente igual (rx ≅ ry). As soluções em tubo quadrado (Fig. 11.8.g) e redondo (Fig. 11.8.h) se apresentam como alternativas.

A solução empregando-se cantoneira simples (Fig. 11.8.i) é uma alternativa muito empregada, principalmente em zonas de agressões atmosféricas, em que a solução em cantoneiras duplas é de mais difícil manutenção. Mas deve-se ter precaução, pois a carga é aplicada de forma assimétrica, havendo necessidade de melhor projeto para os nós. Em zonas de alta agressividade atmosférica, devem-se evitar as soluções indicadas na Fig. 11.8.a.b.d, pela difícil manutenção futura.

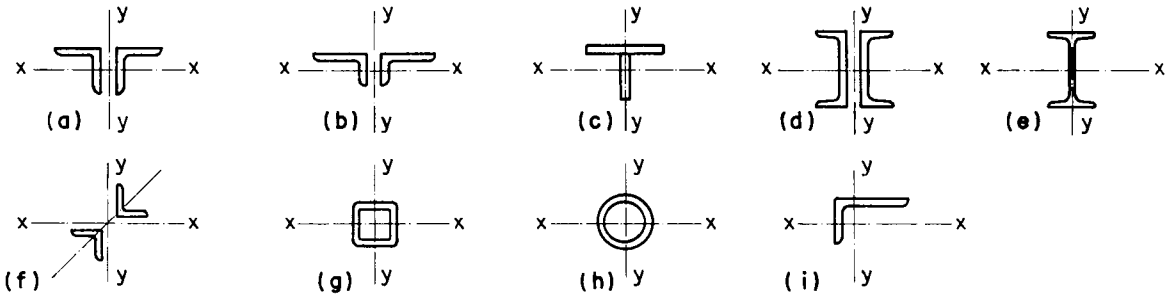


Fig. 11.8 - Tipos de seção

As dimensões mínimas de cantoneiras para as armações são:

cordas - L 50 x 50 x 6,4 mm

diagonais e montantes - L 44 x 44 x 4,8 mm

Caso se trabalhe com perfis em chapa dobrada, estes não devem ter espessura menor do que 3,3 mm para as cordas e 2,6 mm para as diagonais e montantes. É bom lembrar que não basta a peça resistir aos esforços. É necessário que ele proporcione a rigidez desejada.

2 - Tipos de composição de seções

A seção formada por um par de cantoneiras com chapas formando nós é uma das mais usuais e das mais antigas, podendo-se usar um par de cantoneiras de abas iguais ou desiguais (Fig. 11.9.a), orientadas de tal maneira que os comprimentos de flambagem sejam aproximadamente iguais. A formada por seções em T laminado ou soldado nas cordas com diagonais e montantes soldados é uma excelente opção. Bem estudada, pode economizar chapas de ligação e ainda é de fácil manutenção (Fig. 11.9.b.c.d).* Outra opção é a formada por um par de cantoneiras nas cordas diagonais e montantes formados por tubos quadrados ou redondos soldados nas cantoneiras (Fig. 11.9.f).** Quando se trabalha na composição das armações com cantoneiras de pequenas dimensões e a junção é feita por meio de parafusos, especial atenção deverá ser dada à área líquida nas peças tracionadas.

Para serem econômicas, as armações devem estar dentro de uma relação altura/vão de 1/8 a 1/15, sendo a mais usada a 1/10. Para se obter maior economia de material, deve-se orientar as diagonais para trabalharem à tração.

* A solução indicada pela Fig. 11.9.e é formada pela junção de cantoneiras simples, soldadas ou parafusadas.
** Ou usando simplesmente tubos em todas as barras (Fig. 11.9. g).

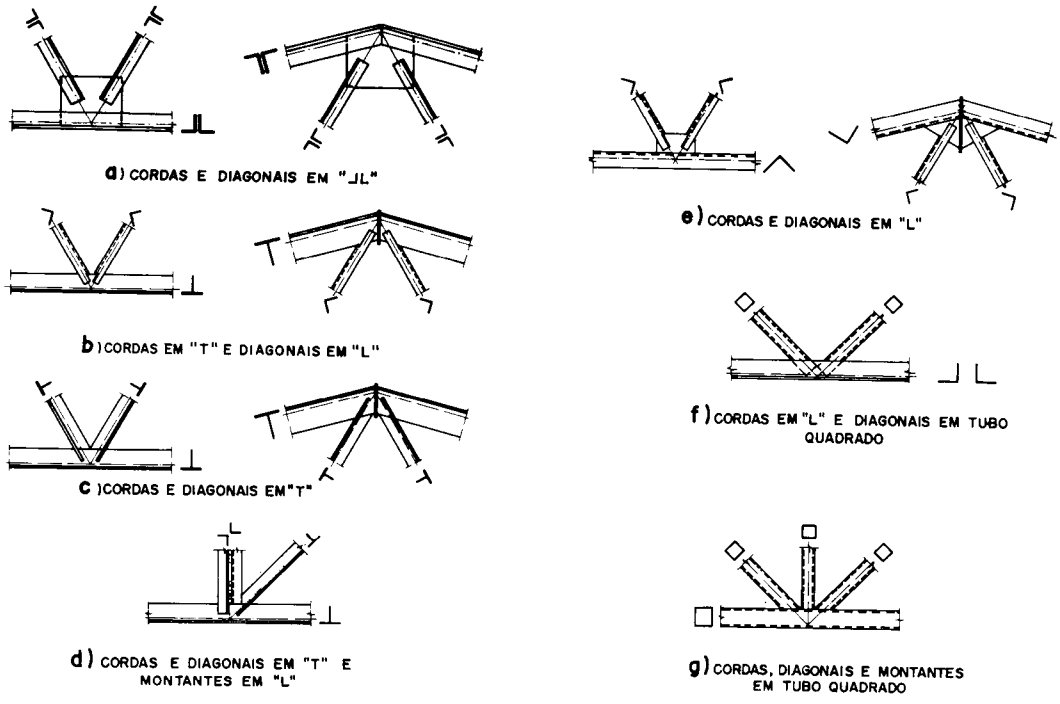


Fig. 11.9 - Tipos de armação

3 - Comprimento nominal das barras comprimidas

Uma barra comprimida em estado crítico pode perder estabilidade em qualquer sentido. No caso das armações, temos o plano da armação e o plano perpendicular a elas. A possível deformação das barras comprimidas, ou melhor, a perda de estabilidade, pode ter lugar entre dois nós (Fig. 11.10.a). Para se evitar grandes comprimentos de flambagem no plano perpendicular da armação, usa-se o artifício do travamento em determinados nós neste plano (Fig. 11.10.b). A simples colocação de barras longitudinais sem contraventamentos não reduz o comprimento de flambagem (Fig. 11.10 c,d).

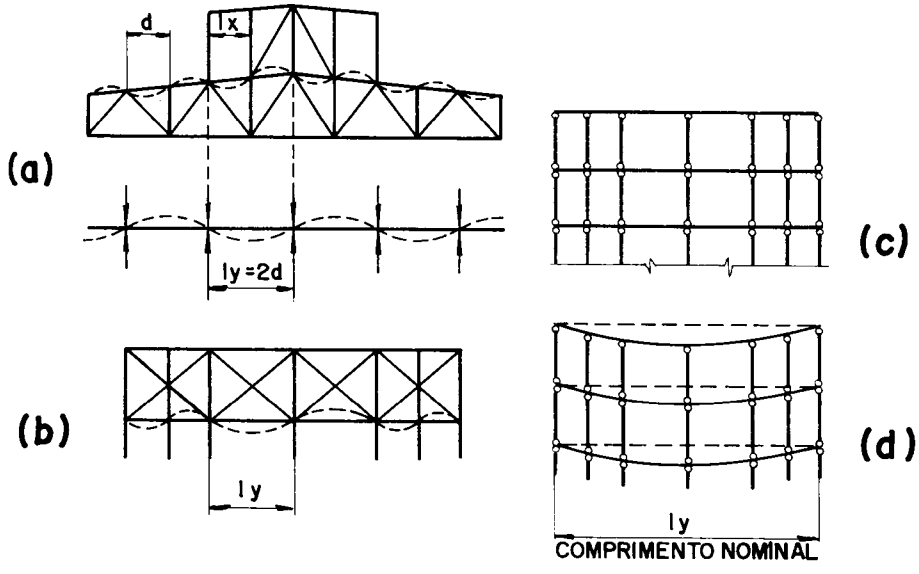


Fig. 11.10 - Determinação do comprimento nominal do banzo superior

A NBR 8800/86 apresenta no apêndice H Fig. 17 os possíveis comprimentos teóricos de flambagem de peças comprimidas em elementos treliçados. Para facilidade, ela será repetida na Fig. 11.11.

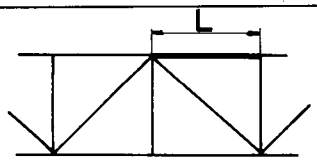
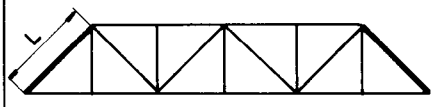
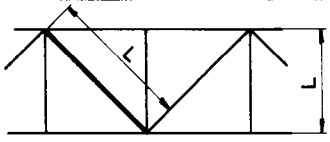
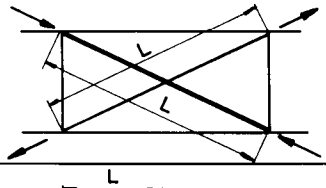
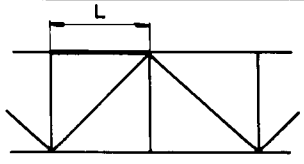
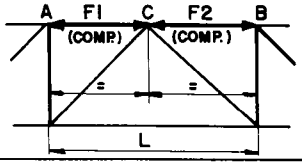
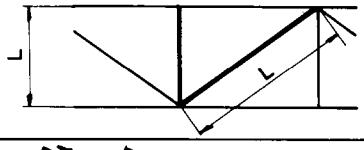
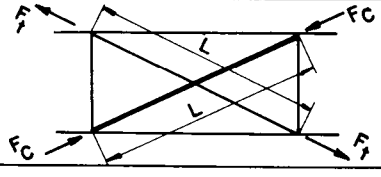
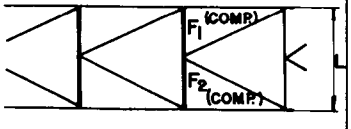
	CASO	ELEMENTO CONSIDERADO		K
flambagem no plano da treliça	1		corda	1,0
	2		diagonal extrema	1,0
	3		montante ou diagonal	1,0
	4		diagonal comprimida ligada no centro a uma diagonal tracionada de mesma secção	0,5
flambagem fora do plano da treliça	5		corda com todos os nós contidos fora do plano da treliça	1,0
	6		cordas contínuas onde sempre A e B são contidos fora do plano (F1>F2)	$0,75+0,25\frac{F_2}{F_1}$
	7		montante ou diagonal	1,0
	8		diagonal comprimida contínua, ligada no centro a uma diagonal tracionada de mesma secção	$\sqrt{1,0-0,75\frac{F_t}{F_c}}>0,5$
	9		montante contínuo de treliça em "K" (F1>F2)	$0,75+0,25\frac{F_2}{F_1}$

Fig. 11.11 - Fator a ser considerado no comprimento da flambagem

4 - Projeto das ligações

O projeto de uma armação começa pelo desenho dos eixos que formam o esquema geométrico da estrutura, cuidando-se para que os eixos dos elementos que convergem para os nós se cruzem no centro do nó (Fig. 11.12.a). Somente neste caso as forças que convergem para o nó podem equilibrar-se mutuamente. A centragem das barras, conforme a Fig. 11.12.b, não é aconselhável. Neste caso, as forças que convergem para o nó não se equilibram mutuamente, surgindo um momento adicional M = Re, que causa flexão na corda. Este momento adicional não pode ser menosprezado, pois exerce influência sobre as condições do equilíbrio do nó e as tensões dele provenientes devem ser levadas em consideração.

A seguir, são marcados no desenho os contornos das barras de forma que os eixos coincidam, na medida do possível, com o centro de gravidade da seção ou estejam o mais próximo deste ponto (Fig. 11.12.c). Para facilitar o detalhamento dos elementos, podemos estabelecer os seguintes critérios:

a) Para armações soldadas, a linha neutra é facilmente determinada estabelecendo-se um número inteiro para a distância até o vértice da cantoneira (Fig. 11.12.c)

b) Nas armações parafusadas, as cantoneiras são centradas de acordo com a linha dos parafusos. (Fig. 11.12.d)

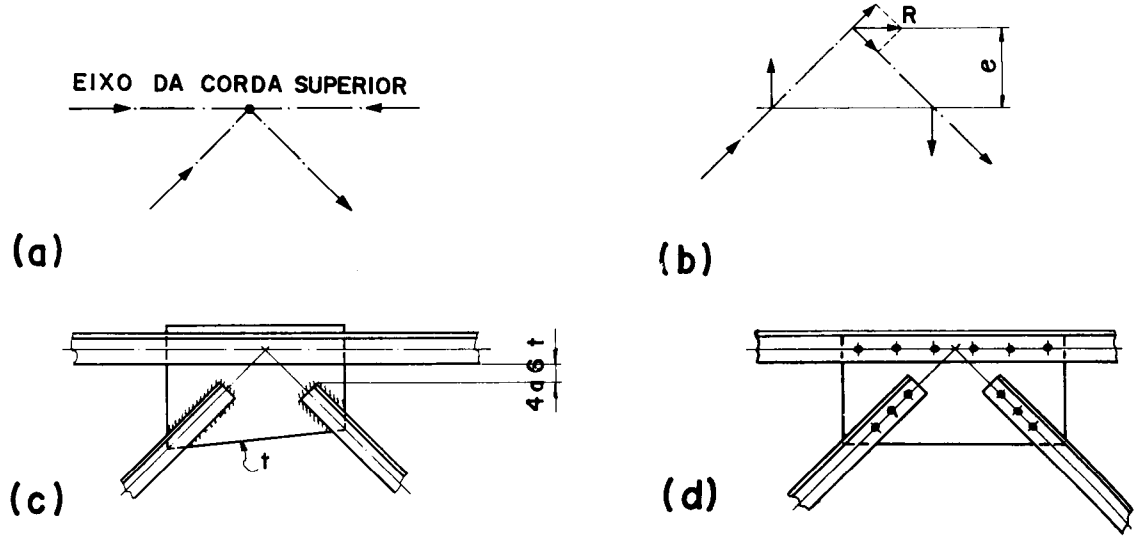


Fig. 11.12 - Centragem das barras nos nós das armações

As barras da treliça devem ser cortadas perpendicularmente ao eixo, de forma que suas extremidades estejam afastadas da corda de 40 mm a 60 mm, não devendo ultrapassar quatro a seis vezes a espessura da chapa de ligação. Recomenda-se soldar as diagonais e os montantes à placa somente por soldas laterais ao longo do trecho. Estas soldas trabalham a cisalhamento e devem ser dimensionadas levando-se em conta a excentricidade das extremidades das cantoneiras, pois a solda que une o vértice à chapa é mais carregada (Fig. 11.12.c).

Para se evitar que a ruptura ocorra na placa de ligação, alguns cuidados devem ser tomados no seu detalhamento. A Fig. 11.13.a mostra um detalhe incorreto. No caso, a área da chapa é inferior à dos elementos a ela ligados. A Fig. 11.13.b mostra o detalhe correto, com um ângulo de distribuição de 15° a 20°. Com isso, tem-se uma placa mais larga e com melhor distribuição de tensões, principalmente quando as cargas são elevadas.

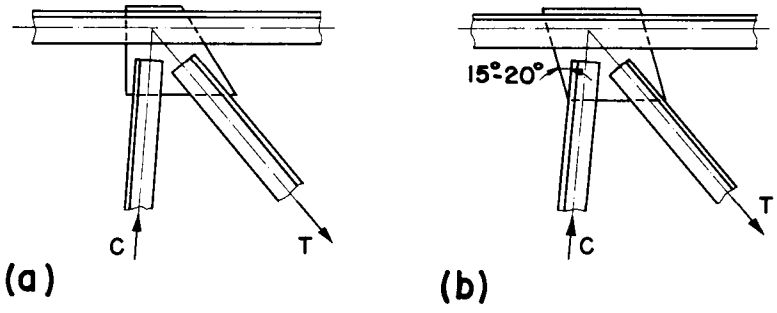


Fig. 11.13 - Detalhe das placas de ligação

As placas de ligação devem ser fixadas aos perfis duplos que formam as cordas, como mostra a Fig. 11.14,a. Caso contrário, as cantoneiras ou os Us podem sofrer empenos por outras razões, como, por exemplo, transporte. No entanto, nem sempre é conveniente que a chapa de ligação ultrapasse os limites da corda, como no caso das cordas superiores das treliças principais, que recebem as terças (Fig. 11.14.b). Nestes casos, entre a extremidade da placa e a parte externa da corda deve existir uma folga de aproximadamente 5 mm, que deve ser preenchida com solda, embora não deva ser levada em consideração no cálculo, por ser difícil assegurar, neste caso, sua boa penetração.

O esforço de resistência à fixação da placa de ligação, que procura deslocá-la em relação à corda, é resultante dos esforços que atuam nos elementos da treliça que convergem no dado nó. Num caso particular, quando no nó não existe a carga externa perpendicular à corda, o esforço N é igual à diferença dos esforços nos painéis contíguos da corda (Fig.11.14.a,c), $N = N_2 - N_1$. O esforço N está aplicado no centro do nó, na direção do eixo do banzo. Se a placa de ligação não ultrapassar os limites da corda, este esforço irá provocar nas juntas situadas junto da solda não somente o esforço de cisalhamento ao longo do seu comprimento, mas também a flexão devida ao momento M = N.e (Fig. 11.14.c). Normalmente, as tensões normais causadas pela flexão não são grandes. Por isso, a junta deve ser calculada com uma folga da ordem de 15% a 20%.

O princípio dos nós parafusados é praticamente o mesmo que dos nós soldados. A única diferença é que, em vez das juntas soldadas, são colocados parafusos.

Quando se trabalha com cantoneiras nas diagonais ou montantes, e estas estão suportando grandes cargas, elas podem ser fixadas às chapas de ligação com auxílio de uma outra cantoneira curta (Fig. 11.14.d). O número mínimo de parafusos para fixação das diagonais ou montantes deve ser suficiente para resistir a uma carga igual a 3 tf, com o mínimo de dois, com Ø 16 mm.

5 - Ligações das cordas

Pelas restrições impostas ao comprimento das peças laminadas e ao comprimento das peças a serem transportadas, as armações com vãos acima de 12 m devem ser divididas, antes do envio, em diversos elementos isolados. As ligações de montagem são feitas, como regra geral, em um nó quando a carga não for de valor muito acentuado. Caso contrário, é mais conveniente fazer a ligação fora do nó.

No projeto da ligação, uma regra básica deve ser respeitada: "a área da seção dos elementos ligados pela junção não deve ser inferior à área da seção dos respectivos elementos que serão juntados". Quando a ligação da corda é feita no nó, a chapa de ligação é utilizada como elemento da junta. A estrutura mais simples da ligação é o recobrimento dos perfis que formam as cordas com perfis de mesmo material, caso típico de cordas em cantoneiras.

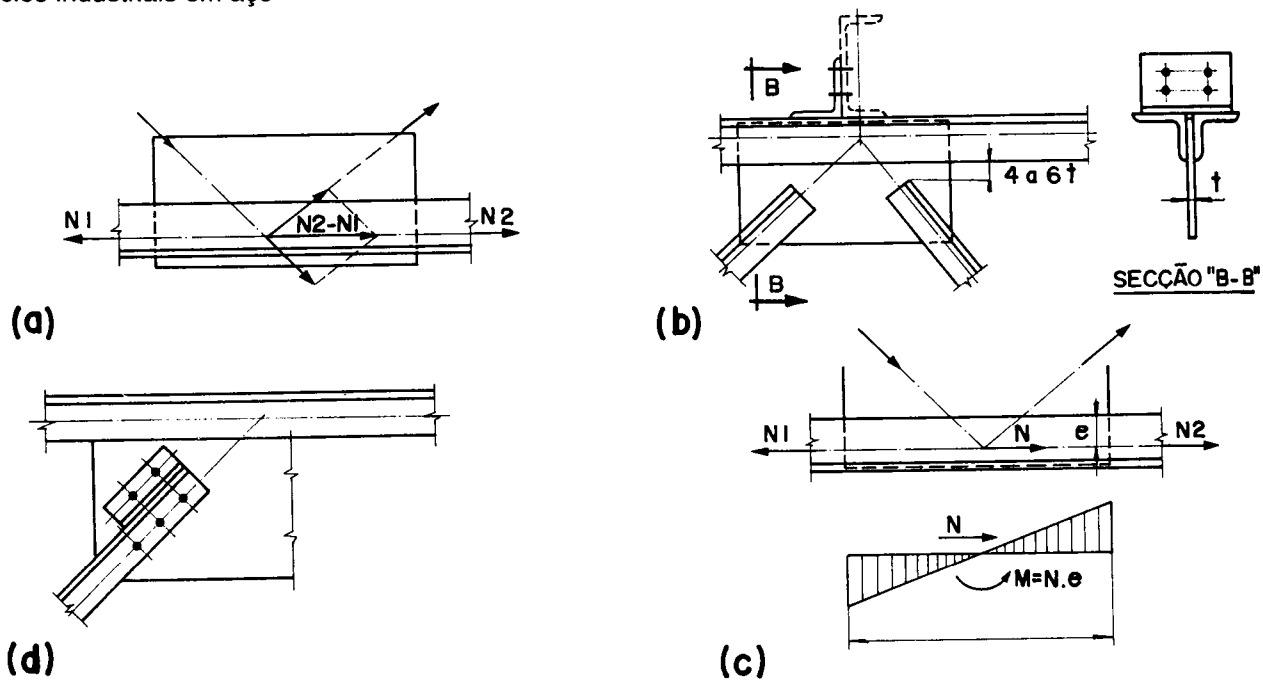


Fig. 11.14 - Fixação da chapa de ligação à corda

Temos na Fig. 11.15.a junta soldada da corda inferior da armação. Numa ligação soldada, é mais conveniente para melhor distribuição de esforços que as abas verticais da cantoneira de junção sejam cortadas em um certo ângulo. A Fig. 11.15.b mostra uma junta parafusada. É sempre conveniente que as armações sejam projetadas com um mínimo de variação de perfis, visando facilitar a compra dos materiais, que nem sempre pode ser feita em pouca quantidade. As usinas exigem um lote mínimo para cada bitola.

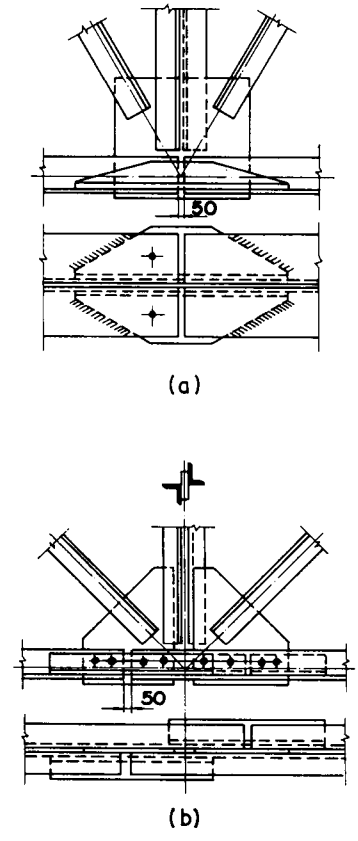


Fig. 11.15 - Ligação da corda inferior

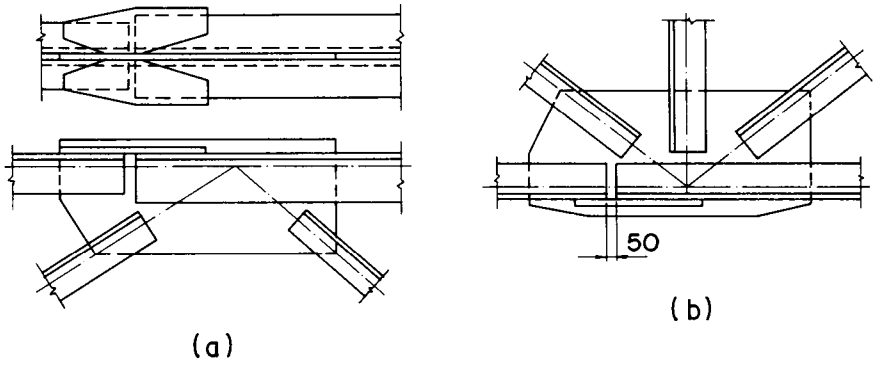


Fig. 11.16 - Juntas com cantoneiras de abas diferentes

Se nas cordas das armações são utilizadas cantoneiras com diversas larguras de aba, a junta pode ser executada com a ajuda de chapas de ligação (Fig. 11.16.a,b).

11.4 - Espessura das chapas de ligação e espaçadores

1 - Espessura das chapas de ligação

Para se ter uma boa estabilidade da estrutura como um todo, não basta que as chapas de ligação resistam aos esforços. Uma chapa fina de grandes dimensões, teoricamente, teria a mesma resistência que uma chapa mais grossa de menor dimensão, mas não apresenta a rigidez que a estrutura precisa. A escolha da espessura das chapas de ligação, com a ajuda das quais são formados os nós que vão compor as armações, é determinada pelo esforço máximo da diagonal de apoio. Para as demais chapas de ligação, adota-se a mesma espessura em toda a armação.

Nas armações com grandes vãos, as chapas de ligação dos nós intermediários podem ter uma espessura 2 mm menor do que a dos apoios. A Tabela 11.1 apresenta uma diretriz para o projetista, indicando a espessura mínima da chapa de ligação, de acordo com a carga.

Tabela 11.1 - Espessuras recomendadas para as chapas de ligação

Carga (tf)	*Até 10*	*10 a 20*	*20 a 50*	*50 a 100*	*100 a 200*
t (mm)	*6*	*8*	*9,5*	*12,5*	*16*

2 - Espaçadores (presilhas)

Para que os perfis compostos de dois ⅃L ou ⅃[, afastados um do outro a uma distância igual ou um pouco maior que a espessura da chapa do nó, não tenham a sua resistência comprometida, deve haver entre eles espaçadores colocados a intervalos previamente calculados. (Fig. 11.17).

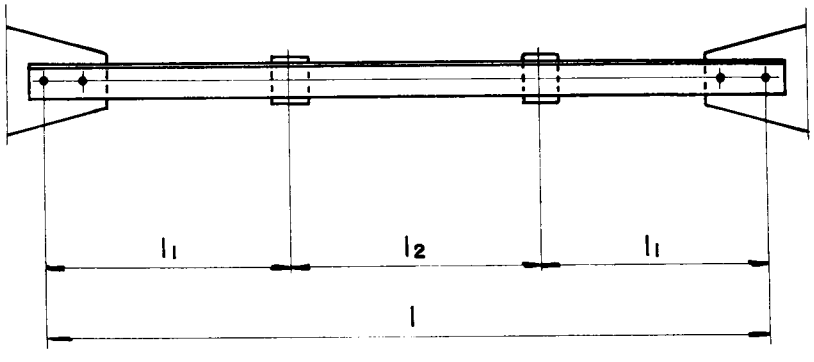


Fig. 11.17

Como existe muita divergência a respeito do assunto, vamos apresentar as principais recomendações, antes de darmos nosso ponto de vista.

1 - O AISC/89 estabelece, para efeito de cálculo da resistência do conjunto a compressão, que se trabalhe com uma esbeltez fictícia λp, calculada em função da esbeltez do conjunto λc e do elemento isolado λi.

$$\lambda c = \frac{\ell}{rc} \qquad \lambda_1 = \frac{\ell_1}{ri}$$

Estabelece também que:

a) Para espaçadores fixados com parafusos apertados manualmente:

$$\lambda p = \sqrt{\lambda c^2 + \lambda_1^2} \qquad (11.1)$$

b) Para espaçadores fixados com solda ou parafusos de alta resistência a fricção:

se $\lambda_1 \leq 50 \qquad \lambda p = \lambda c$

$$\lambda_1 > 50 \qquad \lambda p = \sqrt{\lambda c^2 + (\lambda_1 - 50)^2} \qquad (11.2)$$

Para peças a tração, estabelecem que $\lambda_1 \leq 240$. Com isso, temos $\ell_1 = 240 \cdot r_1$

2 - O AISC/89 e a NBR 8800/86 especificam que a resistência do elemento isolado não deve ser inferior à do conjunto. Para isso, faz-se $\lambda_1 \leq \lambda_c$ e teremos $\ell_1 = \lambda c \,.\, r_1$, sem necessidade de verificação da esbeltez fictícia, no caso de barras comprimidas. Para barras tracionadas, a verificação é a mesma do item anterior.

Essa maneira de determinar a distância dos espaçadores a compressão, a nosso ver, não é muito correta, pois as distâncias encontradas são muito grandes.

3 - Mukhanov estabelece, em seu livro, que a distância entre espaçadores deve ser:

Para barras comprimidas $\ell_1 = 40$ ry (raio de giro do elemento isolado paralelo aos espaçadores)

Para barras tracionadas $\ell_1 = 80$ ry

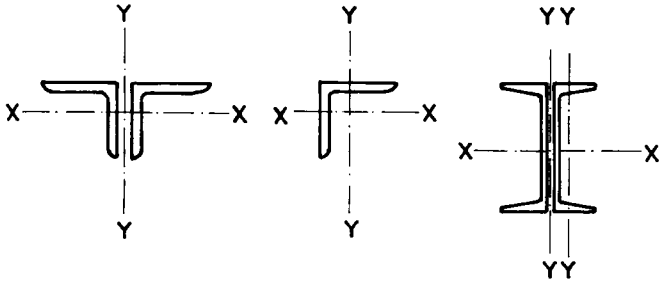


Fig. 11.18

4 - Alguns autores, por experiência prática, estabelecem:

Para barras comprimidas $\ell_1 = 50\ r_1$ (raio de giro mínimo do elemento isolado)

Para barras tracionadas $\ell_1 = 100\ r_1$

5 - A norma inglesa BS 5950/85 estabelece a mesma fórmula (11.1) para verificação do conjunto, mas sugere $\lambda_1 \leq 50$ para barras comprimidas.

6 - A antiga NB-14 e a DIN 4114 estabelecem para barras comprimidas a necessidade de se verificar o λ fictício, para o cálculo do conjunto no caso de perfis opostos pela aba ou alma

$$\lambda_p = \sqrt{\lambda_c^2 + \frac{m}{2}\lambda_1^2}, \quad \text{como no caso } m = 2$$

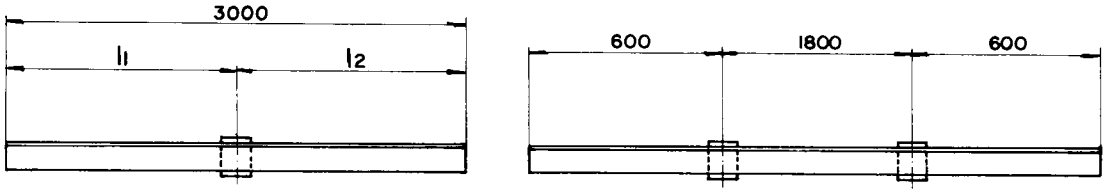
$$\lambda_p = \sqrt{\lambda_c^2 + \lambda_1^2}, \quad \text{Idêntico ao AISC/89} \qquad 11.1$$

Para os perfis comprimidos com duas cantoneiras opostas pelo vértice $\lambda_1 \leq 50$

7 - Conclusão

Nossa experiência indica como maneira prática, que poderá ser seguida pelos projetistas e detalhadores, o critério apresentado no item 4. Caso o valor $\lambda_1 > 50$, deve-se fazer uma verificação adicional da resistência da peça à compressão de acordo com as fórmulas que estabelecem um novo λp. (Item 1).

Caso o conjunto esteja solidário para ser fixado às chapas de ligação na montagem de campo, usar no mínimo dois espaçadores, colocados a aproximadamente 600 mm das extremidades. A Fig 11.19 mostra a diferença entre a colocação pelo cálculo e a necessidade pelo detalhe. O cálculo indicou, no caso ℓ_1 = 1.800 mm.

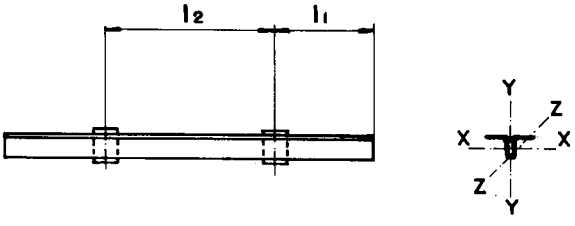


(a) Pelo cálculo (b) Pelo detalhe

$\ell_1 = 1500 < 1800$ OK

Fig. 11.19 - Colocação dos espaçadores pelo cálculo e pelo detalhe

Exemplo 11.1 - Determinar a distância entre espaçadores, para um par de ⅃L 76 x 76 x 7,9, com 3,0 m de comprimento, livre de flambagem.



$A = 23\,cm^2 \quad r_{xc} = 2{,}33\,cm \quad r_{yc} = 3{,}56\,cm$

$r_1 = r_z = 1{,}5\,cm \quad r_x = r_y = 2{,}34\,cm$

$$\lambda_c = \frac{300}{2{,}33} = 129$$

Fig. 11.20

1) De acordo com a proposição do AISC/89

Como barra comprimida:
- Para espaçadores fixados com parafusos apertados manualmente.

$\lambda_p = \sqrt{\lambda_{x_c}^2 + \lambda_1^2}$ fazendo $\ell_1 = 75 \therefore \lambda_1 = 50 \rightarrow$ 3 espaçadores

$\lambda_p = \sqrt{129^2 + 50^2} = 138$

- Para espaçadores soldados ou fixados com parafusos de alta resistência a fricção, temos:

$\lambda_1 = 50 \qquad \lambda_p = \lambda_c$

Fazendo:

$\ell_1 = 100 \therefore \lambda_1 = 100 / 1{,}5 = 67 \rightarrow$ 2 espaçadores

$\lambda_p = \sqrt{129^2 + (67 - 50)^2} = 130$

Como barra tracionada $\ell = 240 \times 1{,}5 = 360\,cm$

2) De acordo com AISC/89 e NBR 8800/86

– Como barra comprimida $\lambda_1 = \ell_1/r_1 \leq \lambda_c = 129 \therefore \ell_1 = 129 \times 1{,}5 = 193\,cm \rightarrow 2$ espaçadores

– Como barra tracionada $\lambda_1 \leq 240$ $\ell_1 = 240 \times 1{,}5 = 360 > 300 \rightarrow 1$ espaçador

3) De acordo com Mukhanov

– Como barra comprimida $\ell_1 = 40 \cdot r_y = 40 \times 2{,}34 = 93{,}6\,cm \cong 100 \rightarrow 2$ espaçadores

– Como barra tracionada $\ell_1 = 80 \cdot r_y = 80 \times 2{,}34 = 187\,cm \rightarrow 1$ espaçador

4 e 5) De acordo com outras literaturas e norma inglesa

– Como barra comprimida $\ell_1 = 50 \times r_z = 50 \times 1{,}5 = 75\,cm \rightarrow 3$ espaçadores

– Como barra tracionada $\ell_1 = 100 \times r_z = 100 \times 1{,}5 = 150\,cm \rightarrow 1$ espaçador

6) De acordo com a DIN 4114 e antiga NB-14

Como barra comprimida:

$\ell_1 = 75\,cm \therefore \lambda_1 = 50 \rightarrow 3$ espaçadores

$\lambda_x = 129\,cm$

$$\lambda_p = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$$

$$\lambda_p = \sqrt{129^2 + 50^2} = 138$$

Como barra tracionada:

$\ell_1 = 250 \times 1{,}5 = 375\,cm$ – sujeito a carga dinâmica

$\ell_1 = 400 \times 1{,}5 = 600\,cm$ – sujeito a carga estática

Tabela 11.2 - Resumo

	ℓ_l (cm)			
Recomendações	**Barra comprimida**		**Barra tracionada**	**λp fictício**
	Com espaçadores fixados por solda ou parafusos de alta resistência	**Com espaçadores fixados por parafusos comuns (A 307)**		
AISC / 89	$\lambda_p = \sqrt{\lambda_c^2 + (\lambda_1 - 50)^2}$	$\lambda_p = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$	$\lambda_1 \leq 240$	$\lambda_p = 138 >$ 129
	100	75	360	
	2 espaçadores	3 espaçadores	–	
AISC / 1980 NBR 8800 / 86	$\lambda_1 \leq \lambda_c$	$\lambda_1 \leq \lambda_c$	$\lambda_1 \leq 240$	–
	193	193	360	
	1 espaçador	1 espaçador	–	
Mukhanov	$\ell_1 \leq 40r_y$	$\ell_1 \leq 40r_y$	$\ell_1 \leq 80r_y$	–
	94	94	187	
	2 espaçadores	2 espaçadores	1 espaçador	
Outros autores e norma inglesa	$\ell_1 \leq 50r_1$	$\ell_1 \leq 50r_1$	$\ell_1 \leq 100r_1$	$\lambda_p = 149$
	75	75	150	
	3 espaçadores	3 espaçadores	1 espaçador	
NB - 14 DN 4114	$\lambda_p \leq \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$	$\lambda_1 \leq \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$	$\lambda_1 < 250$ $\lambda_1 \leq 400$	–
	75	75	$\ell_1 = 375$ $\ell_1 = 600$	
	3 espaçadores	3 espaçadores	–	

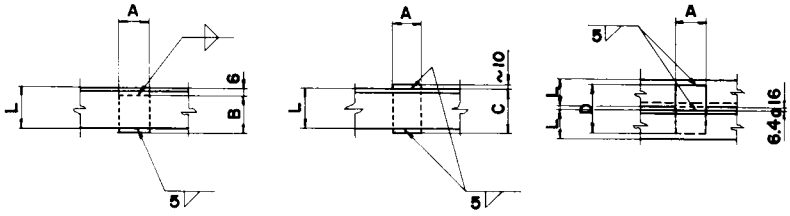
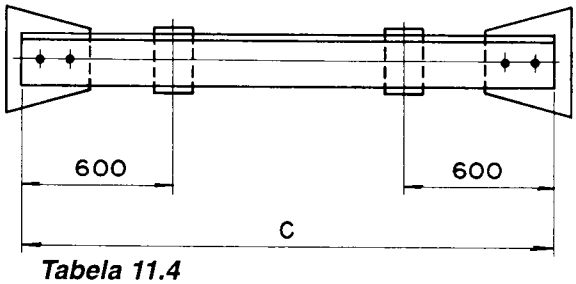


Tabela 11.3 - Dimensão dos espaçadores

⅃L ou ⅃⊢ (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
38	40	40	60	65
44	40	50	65	80
51	50	55	70	90
64	60	70	85	120
76	60	80	95	140
89	80	95	110	170
102	80	105	125	190
127	90	130	150	240
152	100	155	175	290
203	120	210	225	390



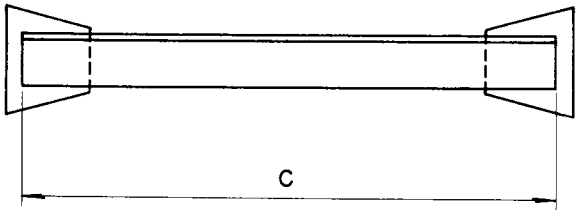


Tabela 11.4

Perfil				Distância máx. (C em mm) sem espaçadores	
				Barra comprimida $50\ r_z$	Barra tracionada $100\ r_z$
⅃L ou ⅃⊢	38	x	38	380	760
⅃L ou ⅃⊢	44	x	44	450	890
⅃L ou ⅃⊢	51	x	51	500	1000
⅃L ou ⅃⊢	64	x	64	620	1240
⅃L ou ⅃⊢	76	x	76	750	1500
⅃L ou ⅃⊢	102	x	102	1000	2000
⅃L ou ⅃⊢	127	x	127	1240	2460
⅃L ou ⅃⊢	152	x	152	1490	2970
⅃L ou ⅃⊢	203	x	203	1980	3960

11.5 - Detalhes construtivos

A seguir, apresentaremos uma série de detalhes construtivos gerais comumente usados nas estruturas de tesouras e treliças (Fig. 11.21 a 11.23).

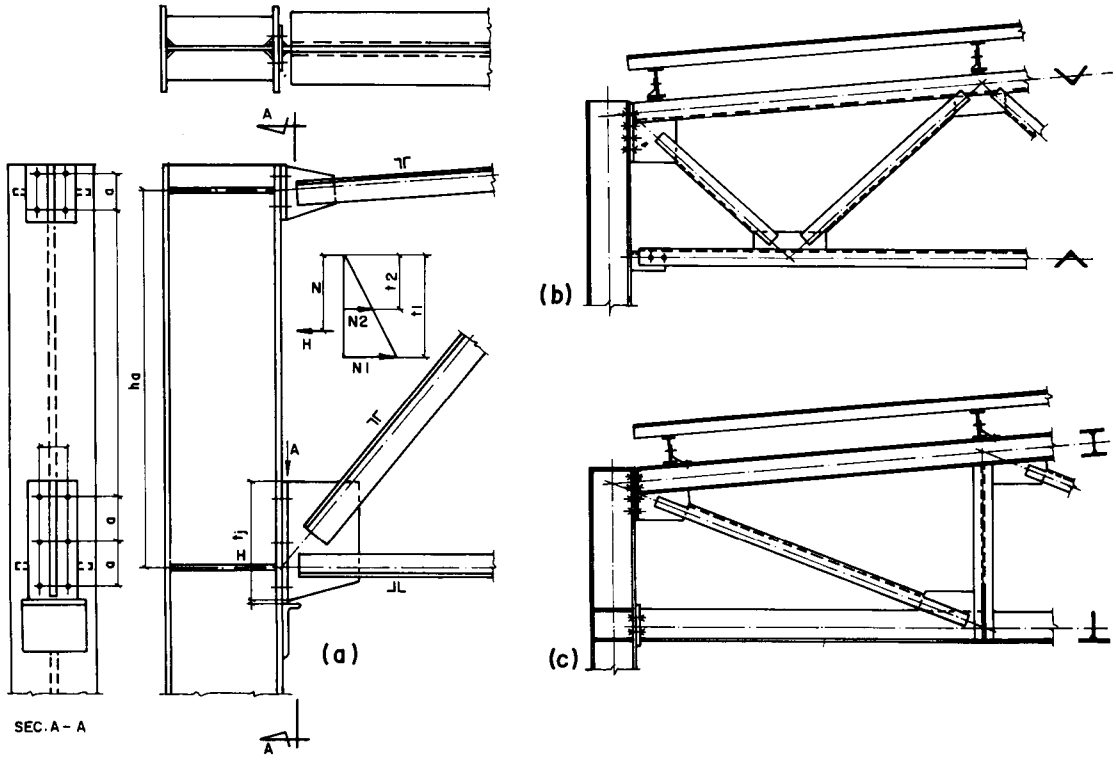


Fig. 11.21 - Ligação rígida da armação com o pilar

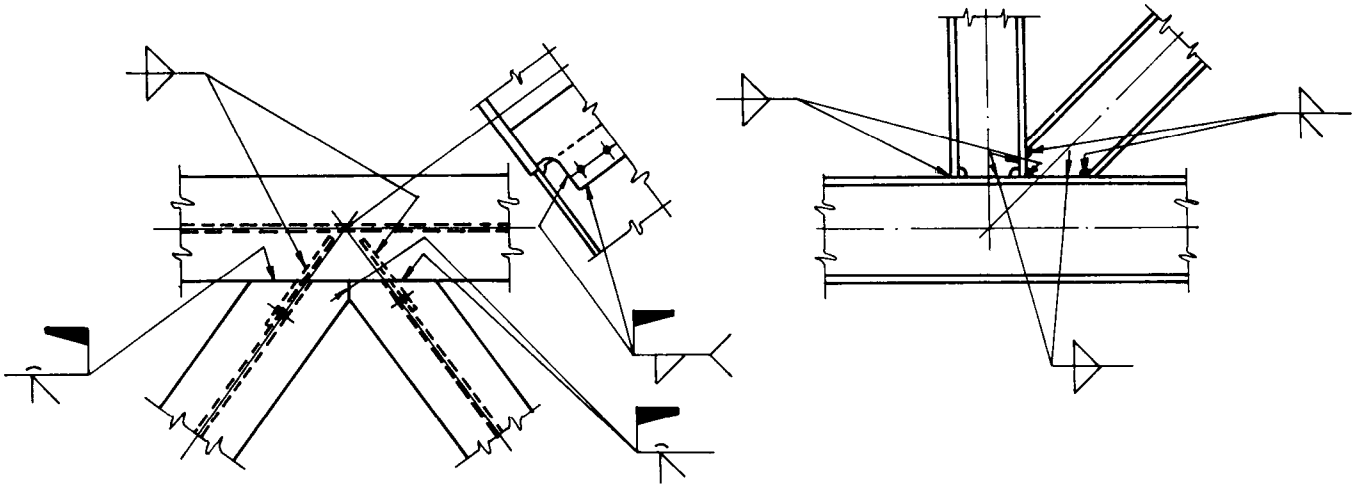


Fig. 11.22 - Detalhe para treliças pesadas

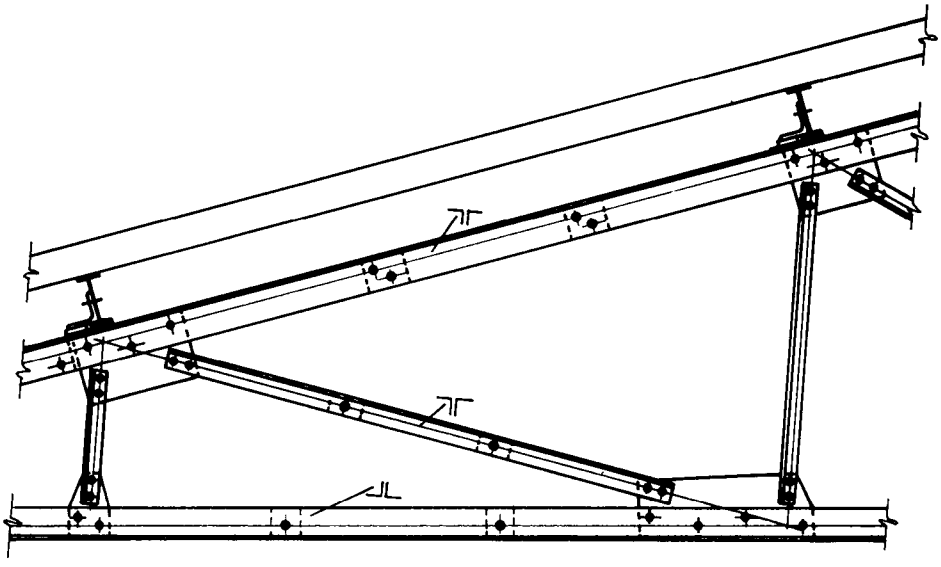


Fig. 11.23 - Detalhe de treliça parafusada

CAPÍTULO 12

Colunas

12.1 - Definição

São elementos estruturais cuja finalidade é levar às fundações as cargas originárias das outras partes. Sob o ponto de vista estrutural, as colunas podem ser divididas em: principais, que suportam a maior parcela das cargas, e secundárias, que suportam menor parcela da carga (colunas de tapamento). Basicamente, cada coluna é composta de três partes principais: fuste, que é o elemento portante básico da coluna; ponto de ligação, que serve de apoio para as outras partes da estrutura e a base, que tem por finalidade distribuir as cargas nas fundações, além de fixá-la. Com relação à fixação das bases, as colunas se subdividem em rotuladas e engastadas (ver item 12.10).

As colunas podem estar sujeitas a esforços de compressão; compressão com flexão; tração com flexão (caso de pendurais e o caso de algumas colunas, quando solicitadas a peso próprio mais vento). Nas colunas sujeitas a cargas de compressão, podemos dividi-las em compressão centrada, em que as cargas estão aplicadas diretamente no centro da seção da coluna (Fig. 12.1.a) ou de forma simétrica em relação ao eixo do fuste (Fig. 12.1.b,c) e compressão excêntrica, em que as cargas estão aplicadas descentradas em relação ao eixo do fuste (Fig. 12.1.d,e). Nos dois casos também pode ocorrer a flexão simultânea, típica de colunas de galpões industriais (Fig. 12.2).

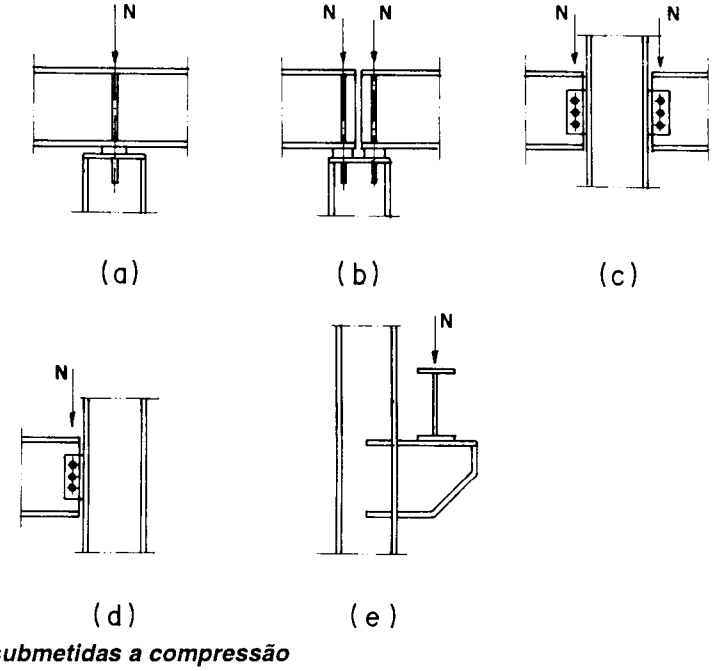


Fig. 12.1 - Colunas submetidas a compressão

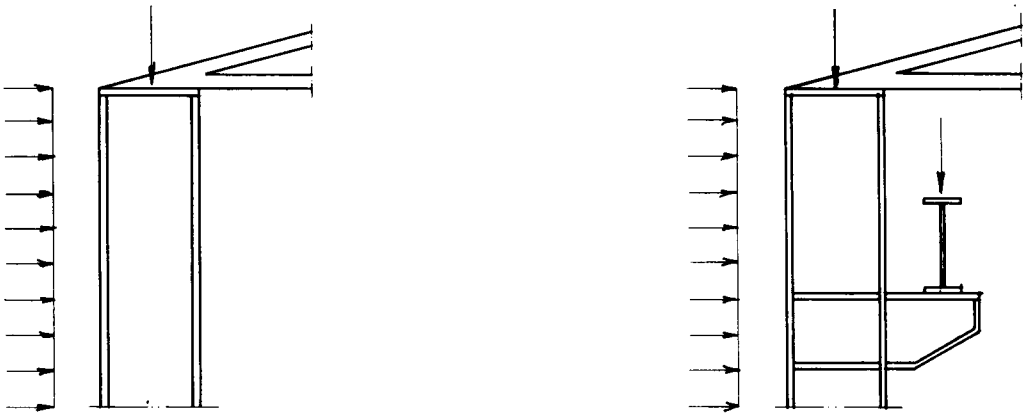


Fig. 12.2 - Colunas submetidas a compressão com flexão

12.2 - Colunas de alma cheia e altura constante

O tipo de fuste de uma coluna de alma cheia e altura constante é formado por um ou vários perfis laminados ou soldados, ligados por solda ou parafusos. Uma série de composições para formação do fuste são mostradas na Fig. 12.3.

Para haver uma boa economia é importante um bom equilíbrio de rigidez nos dois sentidos.

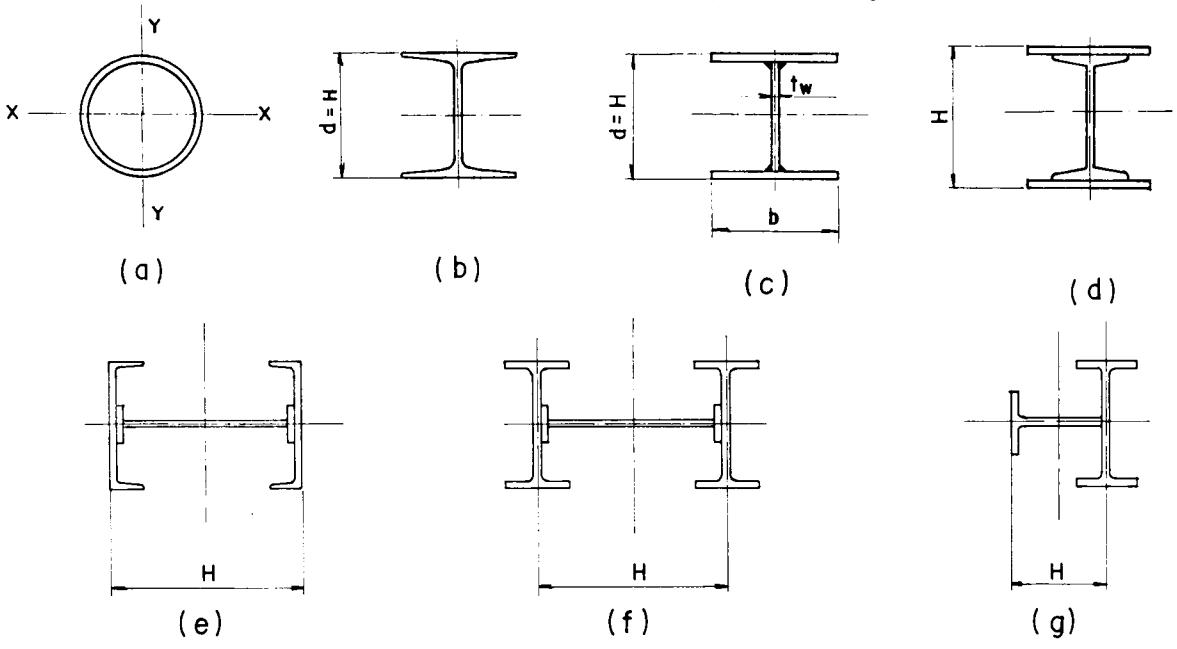


Fig. 12.3 - Tipos de solução

O perfil tubular (Fig. 12.3.a) é o mais racional sob o ponto de vista de trabalho, mas de pouco uso em edifícios industriais, pela escassez de tubos, maior custo e dificuldade de ligações. A seção básica para uso em edifícios é o tipo I ou H, laminado ou soldado. O perfil laminado I é pouco usado, devido ao seu baixo raio de giro no sentido da menor inércia. É utilizado em edifícios pequenos sem pontes rolantes ou em colunas de tapamento de pouca altura. O perfil laminado H é ideal, por possuir os raios de giro muito próximos (Fig. 12.3.b). Tem grande aplicação até 400 mm a 450 mm de altura. Acima dessas medidas, é mais econômico usar perfis soldados compostos por três chapas (Fig. 12.3.c). Nas Fig. 12.3.d, e, f são usadas alternativas para composição com perfis laminados. Esses perfis são pouco usados, sendo mais econômico o uso de perfis soldados. A alternativa apresentada na Fig. 12.3.g é muito usada em edifícios com pontes rolantes com H de aproximadamente 1 m a 1,2 metros.

As soldas de ligação entre alma e mesa e a de composição podem ser intermitentes, exceto perto dos locais de ligação com outras partes da estrutura e próximo da base em que as soldas devem ser contínuas (Fig. 12.4). Ao se usar solda intermitente, deve-se ter o cuidado de verificar se as colunas não estão em zonas agressivas ou sem proteção às intempéries. Nestes casos, pode haver corrosão de dentro para fora, sendo mais vantajoso fazer a solda contínua, como é o caso dos fabricantes que possuem equipamentos de solda automática ou semi-automática.

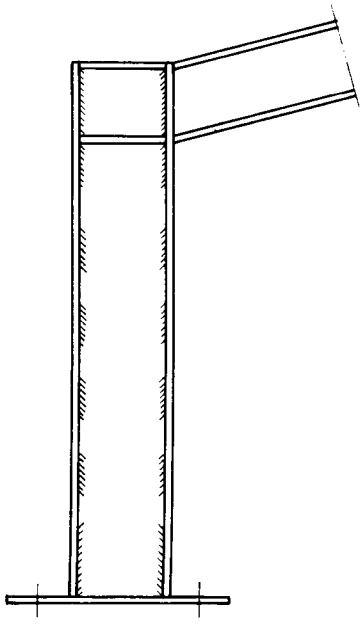


Fig. 12.4 - Solda em colunas

Para a composição dos perfis soldados, a rigor pode-se usar qualquer espessura de material, desde que atenda às relações largura/espessura especificadas nas normas. A prática tem nos indicado o seguinte:

tf - espessura da mesa de 8 mm a 50 mm
tw - espessura da alma de 6 mm a 25 mm

Para as colunas, a relação h/tw deve ser igual ou menor que a indicada pelo AISC por meio das fórmulas 12.1, 12.2 e 12.3.

$$fa / Fy > 0{,}16 \qquad h / tw \leq 68 / \sqrt{Fy} \qquad (12.1)$$

$$h / tw \leq 42 \rightarrow Fy = 2{,}5\,tf / cm^2$$

$$h / tw \leq 36 \rightarrow Fy = 3{,}5\,tf / cm^2$$

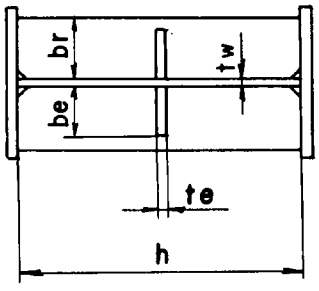
$$fa / Fy \leq 0{,}16 \qquad h / tw = \frac{170}{\sqrt{Fy}} (1 - 3{,}74\ fa / Fy) \qquad (12.2)$$

$$h / tw = 108\ (1 - 1{,}5\ fa) \rightarrow Fy = 2{,}5\,tf / cm^2$$

$$h / tw = 91\ (1 - 1{,}07\,fa) \rightarrow Fy = 3{,}5\,tf / cm^2$$

$$fa \text{ em } tf / cm^2$$

Caso a relação h/tw ultrapasse o valor especificado em 12.1, a estabilidade da alma não pode ser garantida e deve ser verificada de acordo com o AISC Apêndice C (Fórmula 12.3). Outra alternativa é colocar um enrijecedor longitudinal (Fig. 12.5) e incluí-lo na seção da coluna. Isso mantém as relações dentro dos limites, sem necessidade de verificações adicionais.



$$he = \frac{67\ tw}{\sqrt{fa}}\left[1 - \frac{11{,}8}{(h/tw)\sqrt{fa}}\right] \leq h \quad (12.3)$$

tw = espessura da alma em cm
h = largura real da alma em cm
fa = tensão de compressão (tfcm²) evando em consideração o he efetivo no cálculo da seção

Fig. 12.5 - Enrijecedores intermediários

Mukhanov sugere que quando $h/tw \geq 100\sqrt{0{,}9Fy}$, o que dá h/tw > 150 para Fy = 2,50 tf/cm², sejam colocadas nervuras transversais a uma distância máxima de (2,5 a 3) h, além do enrijecedor longitudinal. As dimensões das nervuras são estabelecidas por razões técnicas construtivas e uma boa indicação é dada a seguir (Fig. 12.5):

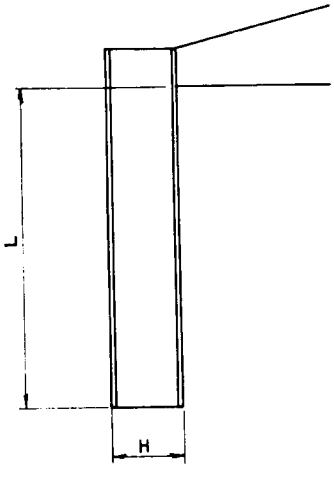
Enrijecedores transversais $br > h/30 + 40mm$ ou $br > b/4$

$$tr > \frac{be \cdot \sqrt{Fy}}{25} \quad tr = \frac{b \cdot \sqrt{Fy}}{25}$$ Sendo $tr > 0{,}067 \cdot be$ para Fy = 2,50 tf/cm

Enrijecedor longitudinal $be > 10tw$
$te > 0{,}75tw$ não menor que $0{,}067 \cdot be$

Podemos estabelecer para pré-dimensionamento de colunas as seguintes relações:

Para colunas de galpões sem ponte rolante com altura constante
H = L/20 a L/30 (ver Fig. 12.6).



H/L
1/20 a 1/30

Fig. 12.6 - Relações de altura de coluna em função do comprimento

Para colunas de galpões com ponte rolante (ver item 12.4)

12.3 - Colunas treliçadas de altura constante

O fuste de uma coluna treliçada ou travejada é composto de um ou vários perfis laminados, ligados por chapas ou cantoneiras situadas nos planos das mesas. A Fig. 12.7 mostra uma série de seções típicas para estas colunas.

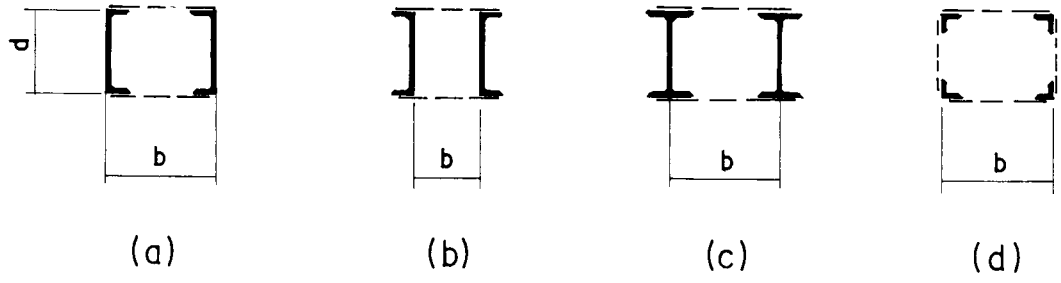


Fig. 12.7 - Seções de colunas treliçadas

A vantagem básica das colunas treliçadas é a possibilidade de ser obtida resistência equivalente às de alma cheia, embora se tenha um pequeno acréscimo de mão-de-obra na fabricação.

A seção do fuste é normalmente formada por dois "Us" laminados com abas orientadas para dentro (Fig. 12.7.a). A solução indicada na Fig. 12.7.b, com os "Us" tendo as abas orientadas para fora, é menos vantajosa que a anterior, pois se gasta mais material para se obter a mesma inércia. Esta solução era adotada para ligações rebitadas, o que facilitava a cravação dos rebites. A seção em duplo I (Fig. 12.7.c) é utilizada para grandes cargas quando não é possível utilizar o duplo U. Uma seção muito utilizada é a composta por quatro cantoneiras (Fig. 12.7.d) para colunas de grandes dimensões, como mastros, lança de guindastes etc. É uma seção muito econômica em material, mas bastante trabalhosa na fabricação.

Existe uma série de maneiras de fazer a interligação dos perfis que vão compor a seção desejada. Podem ser utilizadas as treliças Warren (Fig. 12.8.a), treliças tipo Pratt (Fig. 12.8.b), treliças com diagonais cruzadas (Fig. 12.8.c); ou apenas talas para união (Fig. 12.8.d). Outro sistema usado é a interligação dos perfis por meio de chapas vazadas, formando um caixão (Fig. 12.8.e) em que a chapa é unida ao perfil por meio de solda intermitente. O AISC e a NBR 8800/86 não prevêem a construção, como mostra a Fig. 12.8.d.

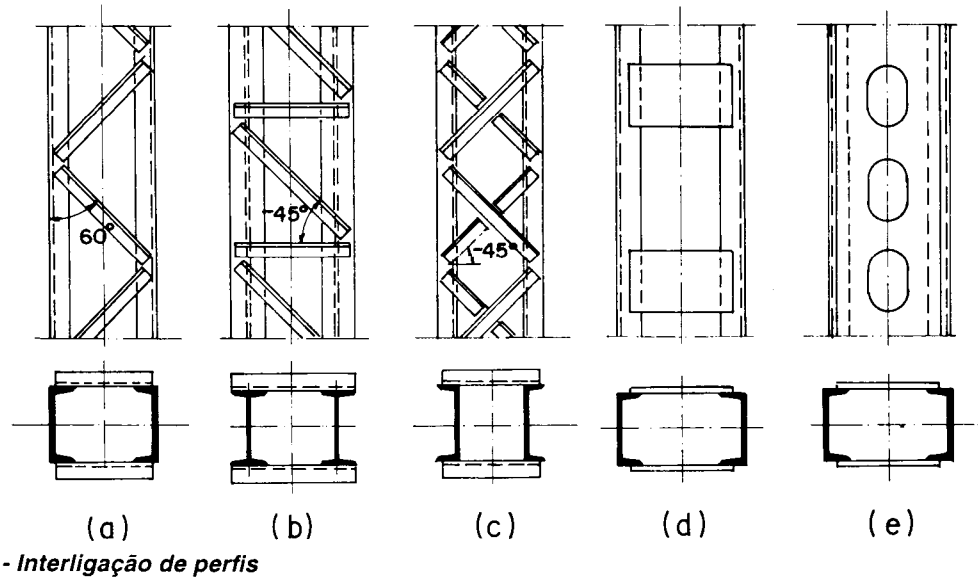


Fig. 12.8 - Interligação de perfis

12.4 - Colunas-suporte de vigas de rolamento

As colunas-suporte de vigas de rolamento podem ser de inércia constante ou variável, estando ambas submetidas a esforços de compressão com flexão. Distinguimos, de acordo com o esquema do fuste, três tipos de coluna nos galpões industriais.

Colunas de seção constante

As colunas deste tipo são utilizadas nos prédios com pontes rolantes com capacidade de carga de 10 tf a 15 tf, que transfiram uma reação de no máximo 25 tf Fig. 12.9).

Colunas de seção variável (escalonadas) de alma cheia ou treliçadas

As colunas deste tipo são mais usadas em prédios industriais e servem para quase todas as cargas. A parte inferior da coluna, com inércia maior, está situada abaixo da viga de rolamento, e a parte superior, com inércia menor, acima (Fig. 12.10). Nas colunas laterais, devemos distinguir o perfil que suporta diretamente a carga da ponte e o perfil externo. Os perfis que compõem a parte inferior das colunas podem ser ligados por meio de chapas, formando colunas maciças (Fig. 12.10a) ou por meio de cantoneiras, formando colunas treliçadas (Fig. 12.10b). A parte superior normalmente é feita em perfil soldado isolado e, em alguns casos, laminados ou entreliçados.

Colunas com perfis separados

A utilização de colunas deste tipo é conveniente nos prédios que suportam pontes rolantes com capacidade superior a 150 tf e a altura da coluna esteja entre 15 m e 20 m. O perfil da coluna sob a viga de rolamento está ligado à coluna principal por meio de elementos horizontais de pequena rigidez. Dessa forma, esta coluna trabalha somente à compressão devido à carga vertical da ponte. A coluna externa (principal) trabalha à compressão com flexão, provocada pelas cargas da cobertura, do tapamento lateral, de vento e da carga horizontal transversal da ponte (Fig. 12.11).

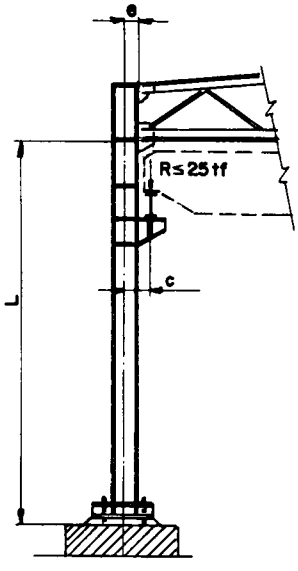


Fig. 12.9 - Coluna de seção constante

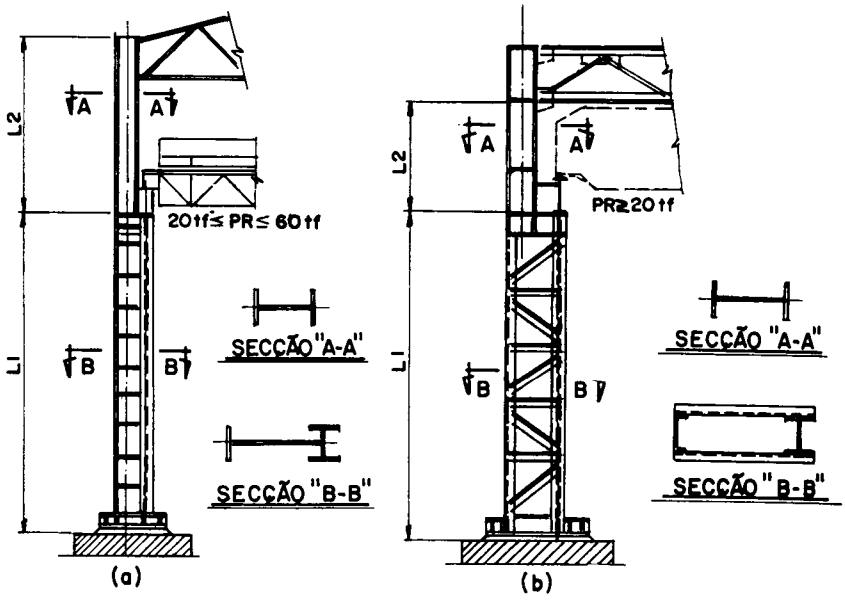


Fig. 12.10 - Coluna de seção variável

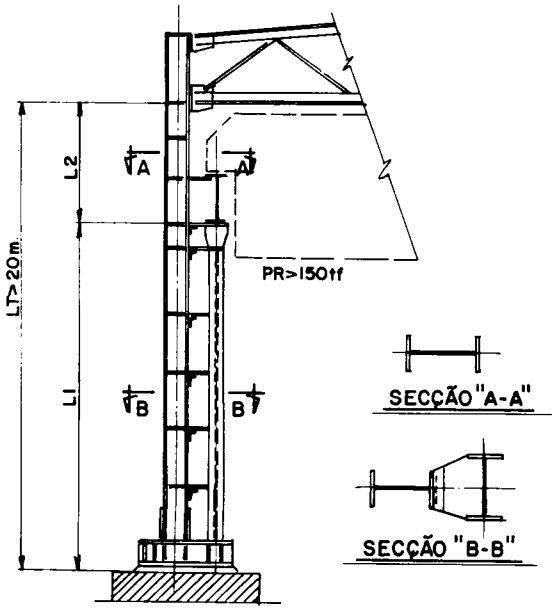


Fig. 12.11 - Coluna com um suporte para a viga de rolamento

1 - Tipos de seção de colunas e pré-dimensionamento

Colunas com seção constante

A seção das colunas com altura constante normalmente é projetada em perfil soldado tipo I ou H. A tabela 12.1 indica as correlações entre a altura da seção e a altura da coluna.

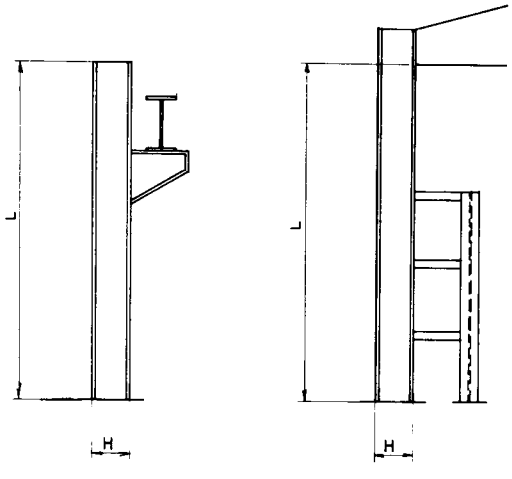


Tabela 12.1

L (m)	Relação mínima H/L
10-15	1/15 a 1/18
15-20	1/17 a 1/20
> 20	1/19 a 1/22

Fig. 12.12

Colunas com seção variável

Nas colunas de seção variável, a altura da seção da parte que fica situada acima da viga de rolamento deve ficar em torno de 1/10 a 1/15 do seu comprimento L2. Para pontes rolantes com capacidade média, adota-se uma altura do perfil em torno de 400 mm. Para pontes pesadas, pode-se chegar até 1.000 mm. Especial atenção deve ser dada quando se tem que deixar abertura na alma da coluna para uma passagem. Nestes casos, a altura mínima do perfil deve ser de 1.000 mm, pois a abertura para passagem de pessoas deve ser de no mínimo 400 mm. Normalmente, faz-se passar o eixo de amarração da obra pelo eixo da parte superior da coluna. Estas seções geralmente são feitas em perfil soldado tipo I ou H. (Fig. 12.13).

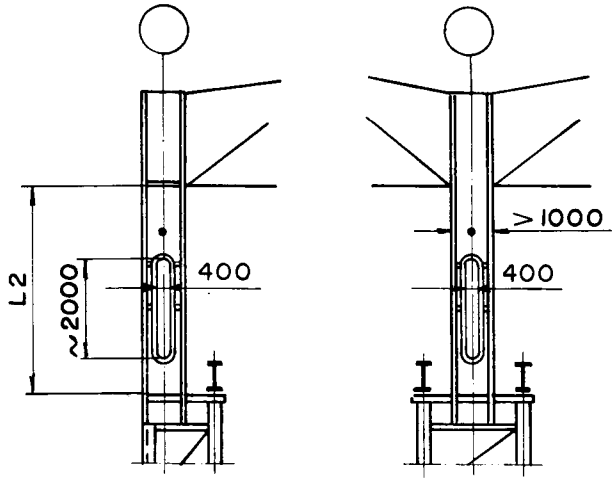


Fig. 12.13

Na parte inferior da colunas escalonadas adota-se uma série de tipos de seção, que podem ser contínuas (Fig. 12.14.a) ou treliçadas (Fig. 12.14.b). As seções das colunas laterais com apoio para ponte rolante de um só lado são assimétricas (Fig. 12.14.a,b). As seções dos pilares centrais podem ser simétricas (Fig. 12.14.c) quando as pontes rolantes têm capacidade igual de ambos os lados, ou assimétricas, quando as pontes têm capacidade muito diferente (Fig. 12.14.d).

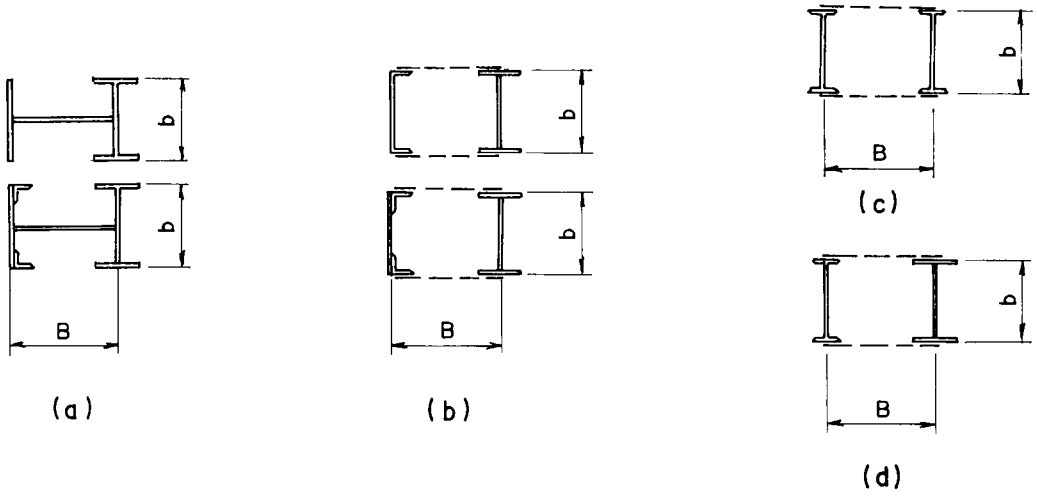
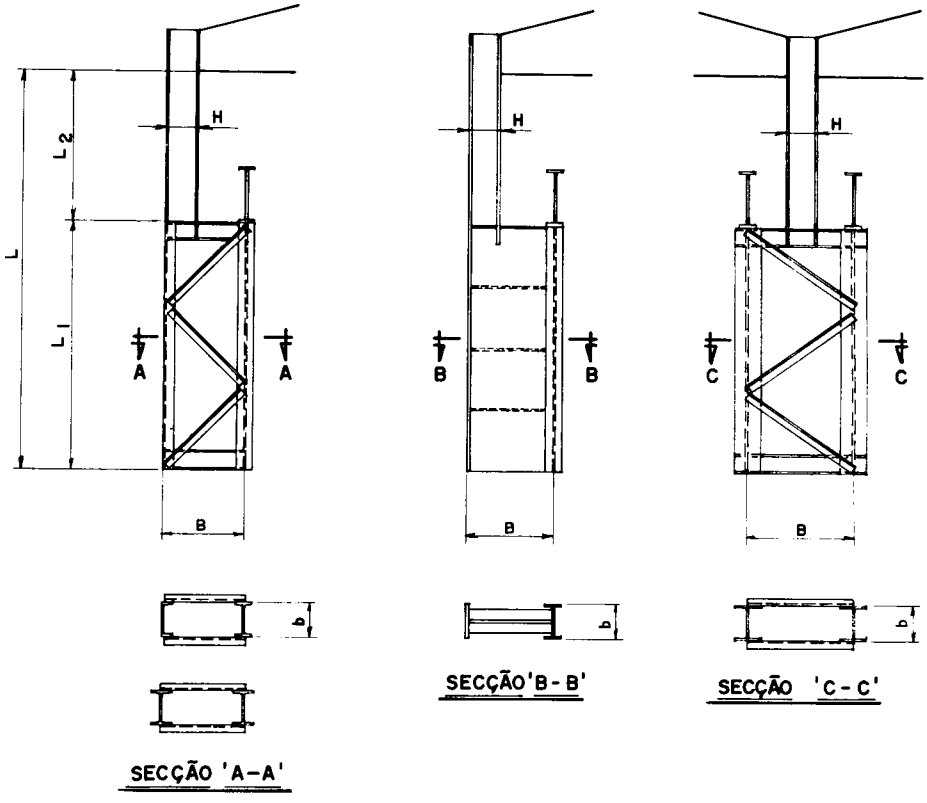


Fig. 12.14 - Tipos de seção da parte inferior das colunas escalonadas

A Tabela 12.2 apresenta a relação mínima para um pré-dimensionamento das colunas da parte inferior e uma idéia da altura do perfil, de acordo com as seções indicadas na Fig. 12.15.

Tabela 12.2 - Colunas que suportam vigas de rolamento com altura variável (Fig. 12.15)

L_1	Relação mínima B/L_1					
	Col. alma cheia			Col. entreliçadas		
10 - 14 m	1/10	a	1/14	1/9	a	1/12
15 - 19 m	1/12	a	1/16	1/11	a	1/14
20 - 24 m	1/14	a	1/18	1/13	a	1/16
25 - 30 m	1/16	a	1/20	1/15	a	1/18



Parte superior: H = L2/10 a L2/15
Parte inferior: b = L1/20 a L1/30

Fig. 12.15

Especial atenção deverá ser dada às folgas recomendadas pelos fabricantes das pontes, o que também levará a um dimensionamento mínimo da coluna. Se as folgas mínimas (Fig. 12.16) não forem respeitadas, pode haver o risco de um pequeno deslocamento da coluna provocar um contato da ponte com a mesma.

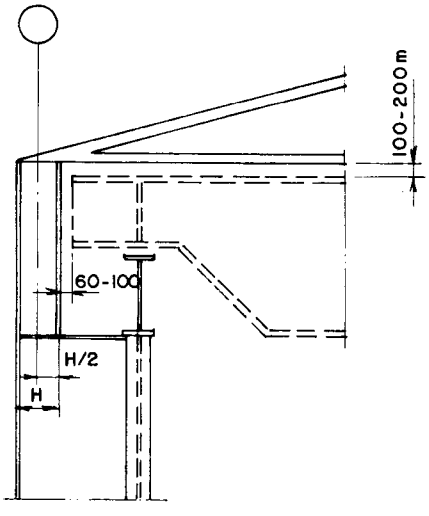


Fig. 12.16 - Esquema de uma coluna com as folgas indicadas

12.5 - Esbeltez limite

As principais normas recomendam que a esbeltez limite das colunas (λ) não deve ultrapassar 200. A prática indica que as colunas que suportam pontes rolantes devem ter um índice de esbeltez limitado em 120.

12.6 - Emendas de colunas

As colunas com comprimento maior que 12 m (padrão máximo de chapas perfis) devem ser emendadas na oficina ou no campo durante o processo de montagem. A distância da obra e o sistema de transporte (ver capítulo 20) é que determinam se a emenda será executada na oficina ou no campo e o tipo de ligação, soldada ou parafusada. A junta mais simples e, por isso, a mais recomendável, é a junta direta topo a topo, com penetração total (Fig. 12.17.a). Outro tipo muito empregado é a emenda com talas de junção; nesse caso, as talas devem ter a mesma área da parte a ligar (podendo ser soldadas ou parafusadas) e comprimento suficiente para transmitir as cargas (Fig. 12.17.b). As juntas feitas com parafusos são mais trabalhosas e mais caras, pois não se pode descuidar da perda de área por causa dos furos (Fig. 12.17.c). Se há predominância de carga vertical à compressão, e se a junta for por contato direto, pode-se fazer a seguinte suposição: transmissão por contato igual a 50% do esforço vertical e o restante 50% por meio das talas de ligação.

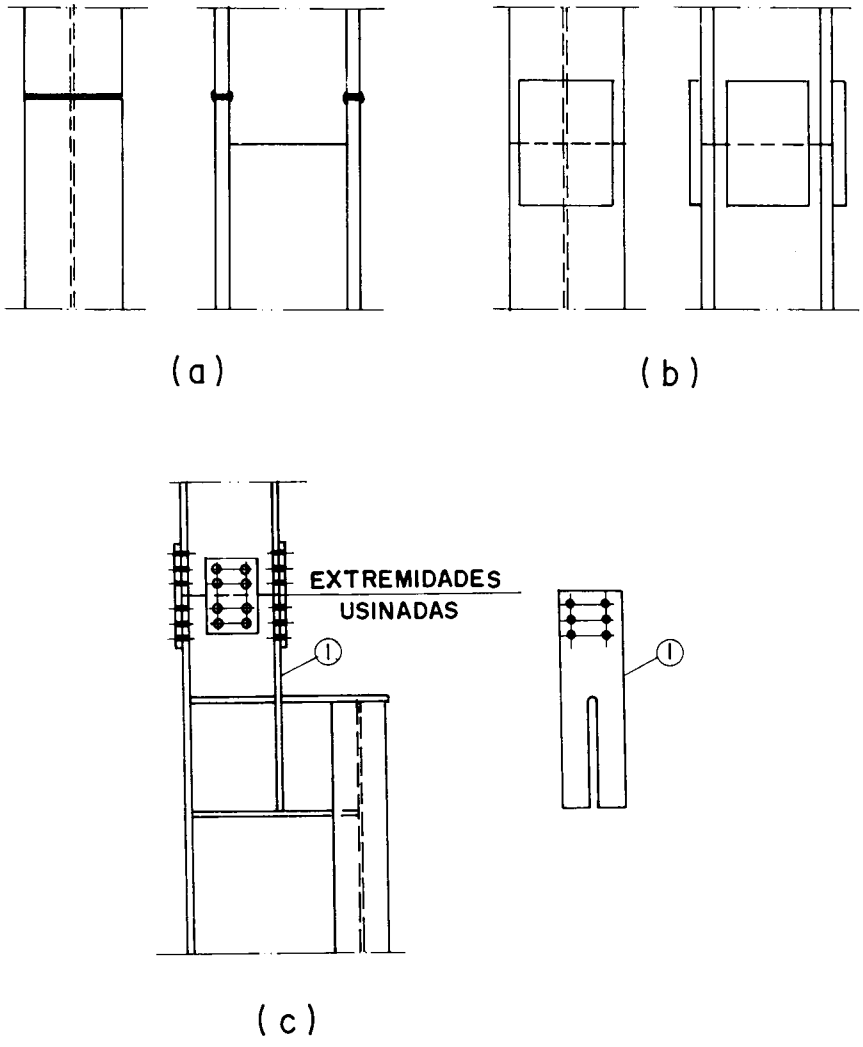


Fig. 12.17 - Juntas de colunas

1 - Ligação da parte inferior com a superior

Estas ligações podem ser executadas por meio de parafusos ou solda. A Fig. 12.18 apresenta uma série de sugestões para estas ligações. As ligações parafusadas (Fig. 12.18.a,b,c) são especialmente usadas quando há dificuldade de solda no campo, ou em casos de exportação. As juntas soldadas são mais simples e as mais utilizadas (Fig. 12.18,d,e,f,g).

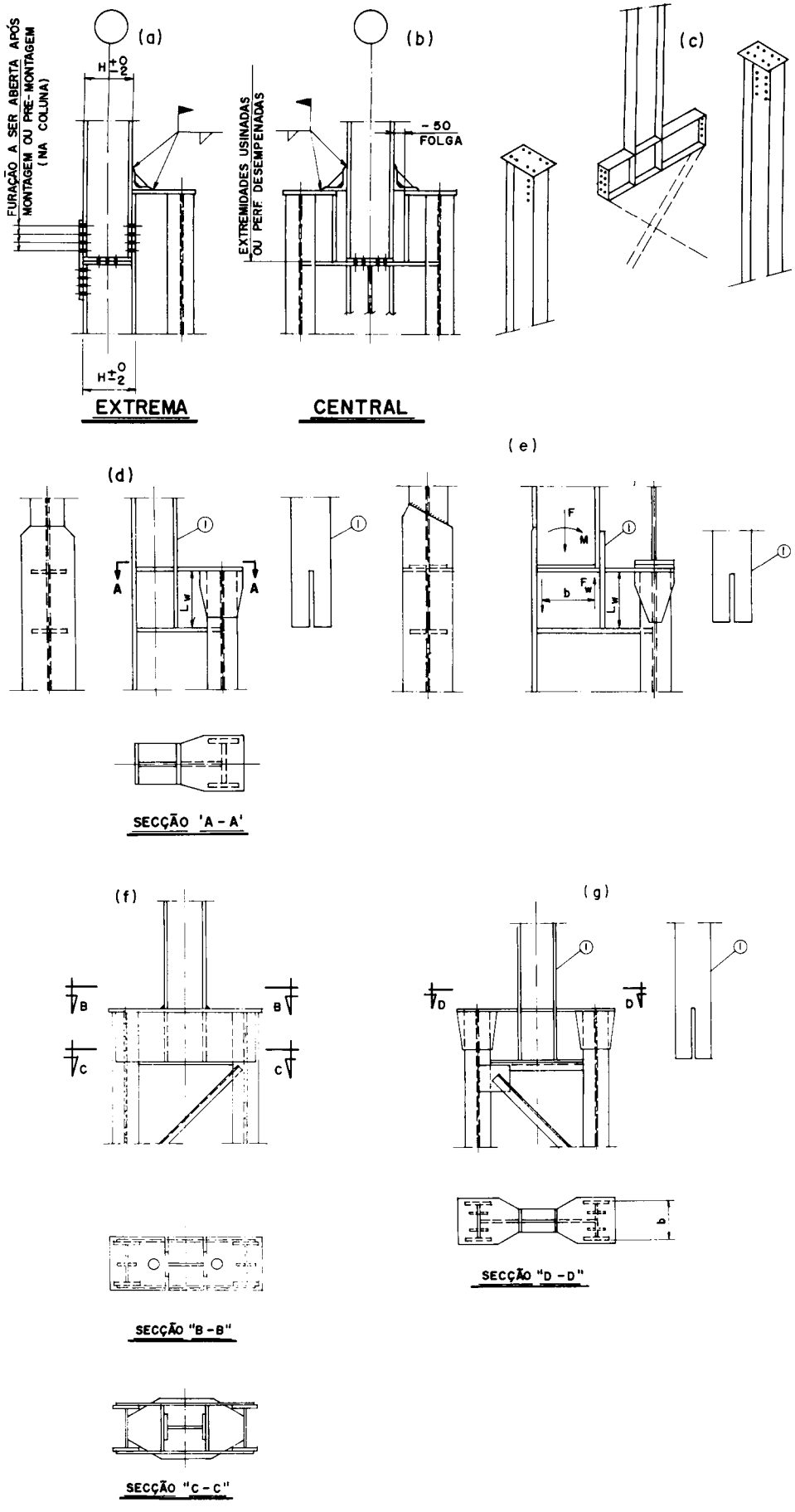


Fig. 12.18 - Ligações da parte inferior com superior

12.7 - Consoles em colunas

Quando se trabalha com pontes leves, uma das soluções é a construção de consoles em colunas. Na coluna de alma cheia, o console é soldado diretamente (Fig. 12.19.a). Quando as colunas são entreliçadas, aplica-se a solução da Fig. 12.19.b.

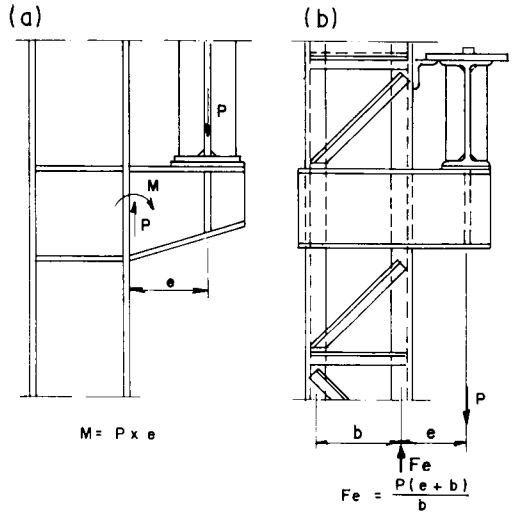


Fig. 12.19 - Consoles em colunas

12.8 - Comprimento efetivo de flambagem

O índice de esbeltez de uma barra comprimida é definido como a relação entre o comprimento efetivo de flambagem e o raio de giração. O comprimento efetivo "KL", igual ao comprimento real não contraventado da barra "L" multiplicado por um fator "K", pode ser interpretado como sendo igual ao comprimento de uma barra comprimida com extremidades rotuladas, cuja seção transversal e resistência à flambagem sejam iguais às da barra real. O parâmetro de flambagem "K" de uma coluna depende de suas condições de extremidades e, teoricamente, poderá variar de 0,5 a infinito. Uma variação de "K" entre 0,65 e 5,0 é aplicável à maioria dos casos encontrados na prática.

1 - Colunas com inércia constante

Na Fig. 12.20 estão ilustrados seis casos ideais, para os quais a rotação e/ou translação das extremidades são totalmente livres ou totalmente impedidas. Como é impossível obter um engastamento perfeito na prática, os coeficientes teóricos de flambagem apresentados têm que ser corrigidos.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados para o dimensionamento	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para a condição de apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida				
		Rotação impedida, translação livre				
		Rotação e translação livres				

Fig. 12.20 - Valores de "K" para comprimento efetivo de flambagem de acordo com o AISC e a NBR 8800/86

Uma outra alternativa é o uso dos ábacos indicados tanto pelo AISC/89 como pela NBR 8800/86, em que se entra com G=10 para base rotulada e G=1 para base engastada. Este ábaco é mostrado na Fig. 12.31, em que os valores de Kx, para análise da estabilidade da coluna segundo o eixo X é obtido pela reta que une GA e GB, onde GA é dado pela expressão 12.1.

$$GA = \frac{\Sigma\,(Ic/Lc)}{\Sigma\,(Iv/Lv)} \qquad (12.1)$$

Ic e Iv = momento de inércia da coluna e da viga, respectivamente
Lc e Lv = comprimento da coluna e da viga, respectivamente

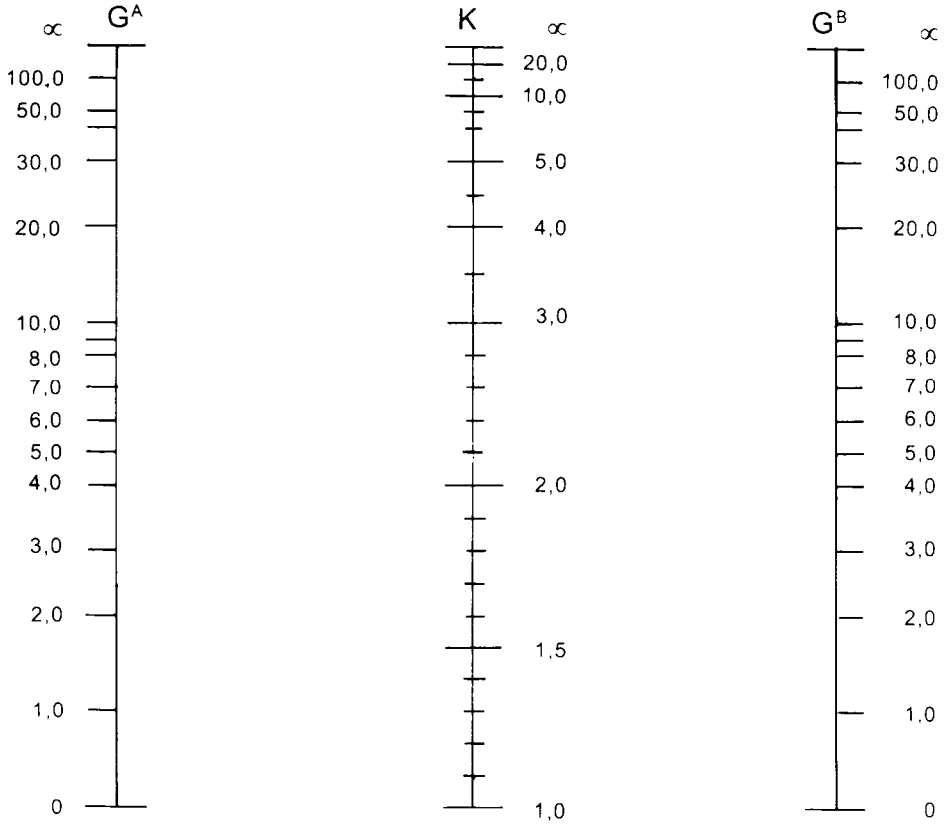


Fig. 12.21 - Ábaco para cálculo de k

Os valores indicados são para colunas isoladas, com inércia constante. A Fig. 12.22 esclarece a aplicação dos fatores indicados na Fig. 12.20, sendo o ideal o cálculo de acordo com o ábaco da Fig. 12.21.

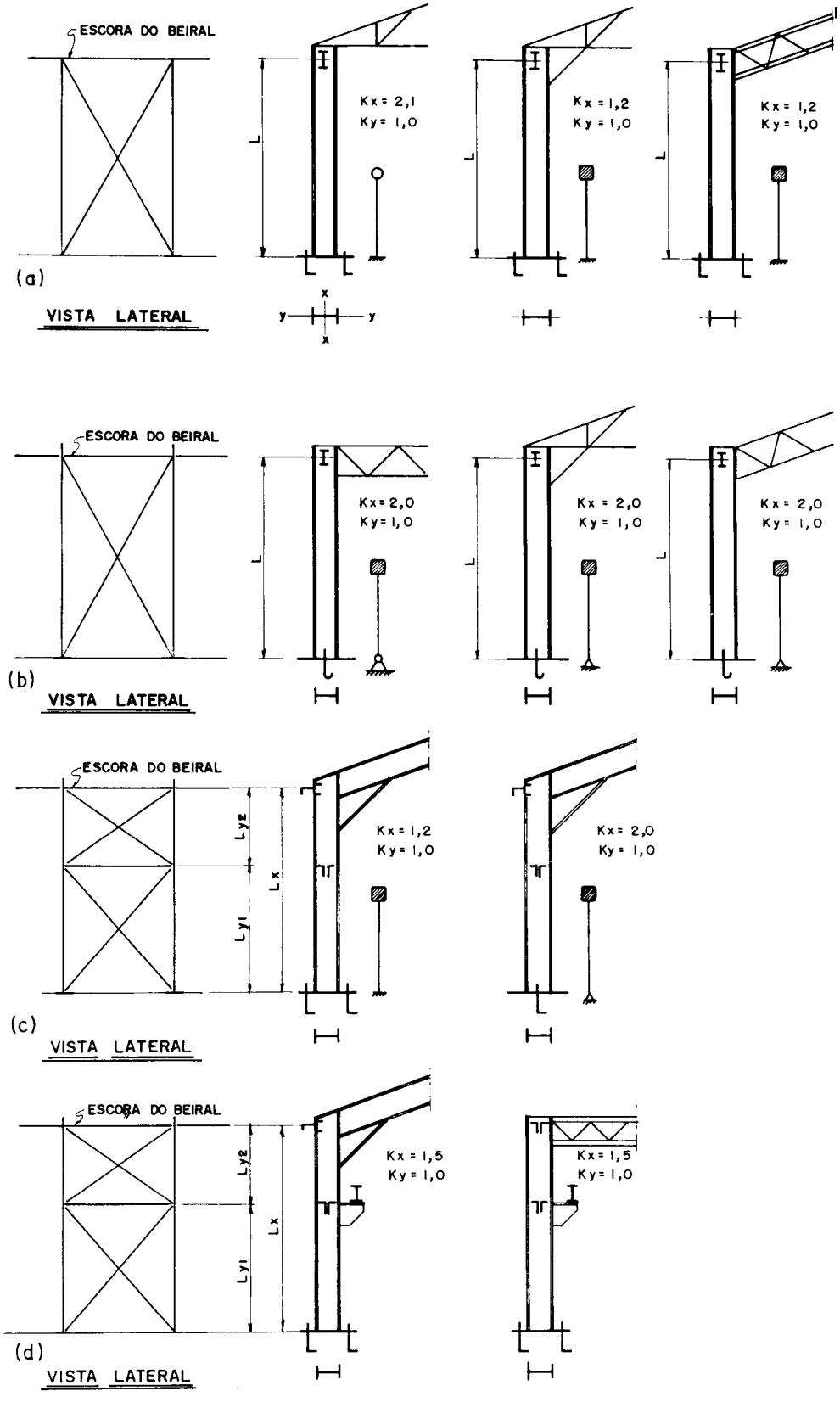


Fig. 12.22 - Fatores K para colunas com inércia constante

2 - Colunas escalonadas (duas inércias)

Para a maior parte dos galpões industriais que suportam pontes rolantes, as colunas são escalonadas, com a parte inferior resistindo a todas as cargas de ponte rolante. Após uma ampla pesquisa em vários autores e normas, em que encontramos algumas discrepâncias, concluímos que, para este tipo de coluna, o artigo "Calculation of Effective Lengths of Stepped Columns" publicado no Engineering Journal - AISC - Vol. 17 - nº 4 - 1980", assinado por Krishna M. Agrawal e Andrew P. Stafiej, cujas tabelas transcrevemos no apêndice B, é uma das melhores alternativas, pois os comprimentos efetivos que devem ser calculados para cada segmento são funções do tipo de fixação das duas extremidades, da relação entre os segmentos l_1/l_2, da relação entre as inércias I_1/I_2 e da relação entre as cargas axiais aplicadas P_1/P_2.

Vários tipos de fixação de extremidades são encontrados na prática (Fig. 12.23). Anderson e Woodward apresentaram equações para cinco tipos de fixação de extremidades para serem usadas no cálculo dos comprimentos efetivos. Estes tipos são:

(1) rotulado-rotulado, (2) engastado-livre, (3) engastado-rotulado, (4) engastado-engastado com movimento no plano, (5) engastado-engastado. Dois outros tipos que não foram considerados previamente são: (6) rotulado-engastado e (7) rotulado-engastado com movimento no plano (Fig. 12.23). Os edifícios industriais são normalmente projetados como rotulados na base (exceto quando suportam pontes rolantes), com uma treliça de cobertura que conduz a uma extremidade superior engastada ou engastada com movimento no plano.

Definições:

I_1, I_2 - momento de inércia da parte superior e inferior, respectivamente.

P_1 e P_2 - carga axial aplicada no topo e no plano de mudança de inércia, respectivamente.

P_T - carga axial total da coluna = $(P_1 + P_2)$

ℓ_1, ℓ_2 - comprimento das partes superiores e inferiores, respectivamente.

L_T - comprimento total da coluna = $(\ell_1 + \ell_2)$

ℓ_1(eff) - comprimentos efetivos das partes superiores e inferiores, respectivamente

ℓ_2 (eff)

K_1, K_2 - fatores de comprimentos efetivos para as partes superiores e inferiores, respectivamente, com a seguinte definição:

$$K_1 = \ell_1 \text{ (eff)}/(\ell_1 + \ell_2) \therefore \ell_1 \text{ (eff)} = K_1 L_T$$

$$K_2 = \ell_2 \text{ (eff)}/(\ell_1 + \ell_2) \therefore \ell_2 \text{ (eff)} = K_2 L_T$$

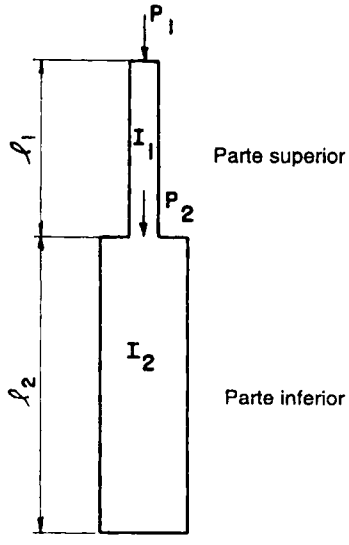


Fig. 12.23

Os valores tabelados no Apêndice B, de acordo com o tipo de extremidade e em função de I 1/I2, de ℓ 2/LT e de P_2/P_T, fornecem uma gama bastante grande, cobrindo praticamente todos os casos.

Na prática, estas relações variam:

$$\ell_2/L_T = 0{,}6 \text{ a } 0{,}8$$

$$I_1/I_2 = 0{,}1 \text{ a } 0{,}5$$

$$P_2/P_T = 0{,}2 \text{ a } 0{,}9$$

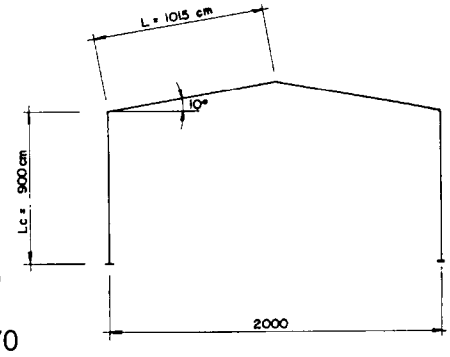
No caso de termos os três fatores iguais a um, caso de uma coluna com inércia constante, e P_2 igual a zero, os valores de K_2 praticamente coincidem com os constantes da Fig. 12.20.

Para colunas com inércia escalonada com a parte inferior entreliçada, deve-se verificar a esbeltez não só das partes isoladas mas também do conjunto. O exemplo 12.1 esclarece.

Para colunas com mais de dois escalonamentos, o leitor encontra explicações no livro "Estruturas Metálicas de K. Mukhanov". A Fig. 12.24 mostra uma série de exemplos de colunas escalonadas com comprimentos de flambagem calculados de acordo com três métodos, mostrando a validade do método proposto.

Exemplo 12.1 - Calcular, usando o ábaco da Figura 12.21, o valor de Kx para as colunas do pórtico mostrado na figura a seguir, tendo Ic = 45.600 cm^4 , Iv = 17.000 cm^4, Lc = 900 cm, Lv = 1015 x 2 = 2030 cm.

Considerar: Base engastada e
Base rotulada



$$GA = \frac{45.600 / 900}{17.000 / 2030} = \frac{50{,}66}{8{,}37} = 6{,}05$$

Para base engastada: GA = 6,05 e GB = 1 ∴ Kx = 1,75

Para base rotulada: GA = 6,05 e GB = 10 ∴ Kx = 2,70

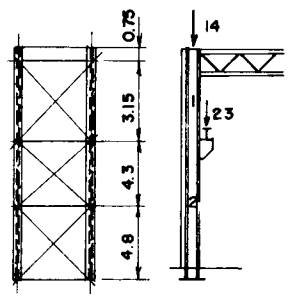
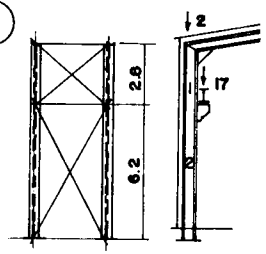
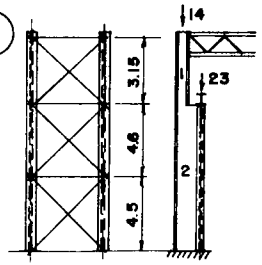
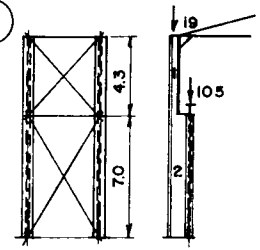
		AISC Engineering Journal Vol. 17 n.º 4/80					AISC Tab		Mukanov		
	I_1/I_2	ℓ_2/L_T	P_2/P_T	K x 1	K x 2	Ky	Kx	Ky			
(1)  $I_1 = I_2$ rx = 17,8 ry = 6,3	1,0	0,75	0,62	1,51 $\lambda x1 = \frac{1{,}51 \times 12{,}25}{17{,}8}$ $\lambda x1 = 104$	0,96 $\lambda x2 = \frac{0{,}96 \times 12{,}25}{17{,}8}$ $\lambda x2 = 67$	1,0 $\lambda y2 = \frac{1{,}0 \times 480}{6{,}3}$ $\lambda y2 = 76$	1,2 $\lambda x = \frac{1{,}2 \times 1225}{17{,}8}$ $\lambda x = 83$	1,0 $\lambda y = \frac{1{,}0 \times 480}{6{,}3}$ $\lambda y = 76$			
(2)  $I_1 = I_2$ rx = 20,5 ry = 5,94	1,0	0,69	0,89	1,1 $\lambda x1 = \frac{1{,}1 \times 900}{20{,}5}$ $\lambda x1 = 48{,}3$	0,94 $\lambda x2 = \frac{0{,}94 \times 900}{20{,}5}$ $\lambda x2 = 41{,}3$	1,0 $\lambda y2 = \frac{1{,}0 \times 620}{5{,}94}$ $\lambda y2 = 104$	1,2 $\lambda x = \frac{1{,}2 \times 900}{20{,}5}$ $\lambda x = 52{,}6$	1,0 $\lambda y = \frac{1{,}0 \times 620}{5{,}94}$ $\lambda y = 104$			
(3)  $rx_1 = 13{,}3$ $ry_1 = 3{,}91$ $rx_2 = 24{,}3$ $ry_2 = 4{,}75$	0,16	0,75	0,62	1,2 $\lambda x1 = \frac{1{,}2 \times 1225}{13{,}3}$ $\lambda x1 = 110$	1,3 $\lambda x2 = \frac{1{,}3 \times 1225}{24{,}3}$ $\lambda x2 = 65{,}5$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1{,}0 \times 315}{3{,}91} = 80$ $\lambda y2 = \frac{1{,}0 \times 480}{4{,}75} = 101$					
(4)  $rx_1 = 13{,}1$ $rx_{2c} = 25{,}9$ $ry_1 = 4{,}73$ $ry_{2c} = 8{,}30$	0,09	0,62	0,85	0.937 $\lambda x1 = \frac{0{,}937 \times 1130}{13{,}1}$ $\lambda x1 = 80{,}8$	1,325 $\lambda x2 = \frac{1{,}325 \times 1130}{25{,}9}$ $\lambda x2 = 57{,}8$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1{,}0 \times 430}{4{,}73} = 91$ $\lambda y2 = \frac{1{,}0 \times 700}{8{,}3} = 84$					

Fig. 12.24

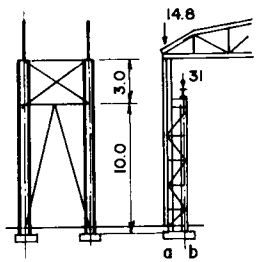
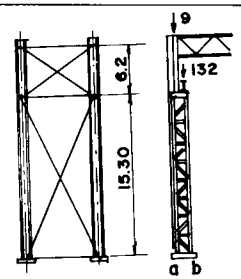
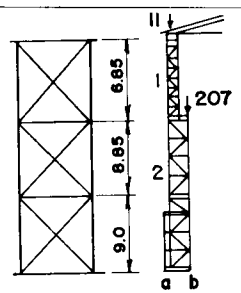
		AISC Engineering Journal Vol. 17 n.º 4/80						AISC Tab		Mukanov		
		I_1/I_2	ℓ_2/L_T	P_2/P_T	Kx1	Kx2	Ky	Kxa Kya	Kxb Kyb	Kx1	Kx2	Ky
(5) 	$rx_1 = 12,9$ $rx_{2c} = 33$ $ry_1 = 3,67$ $ry_{2c} = 12,7$	0,07	0,77	0,68	0,89 $\lambda x1 = \frac{0,89 \times 1300}{12,9}$ $\lambda x1 = 89$	1,35 $\lambda x2_c = \frac{1,35 \times 1300}{33}$ $\lambda x2_c = 54$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1 \times 300}{3,67} = 82$ $\lambda y2_c = \frac{1 \times 1000}{12,7} = 79$	1,0 1,0 $\lambda x2_a = \frac{1 \times 1000}{12,3} = 81,3$ $\lambda y2_a = \frac{1 \times 120}{2,58} = 46$	1,0 1,0 $\lambda x2_b = \frac{1 \times 1000}{13} = 77$ $\lambda y2_b = \frac{1 \times 120}{3,74} = 32$	3,0 $\lambda x1 = \frac{3 \times 300}{12,9}$ $\lambda x1 = 70$	3,0 $\lambda x2 = \frac{3 \times 100}{33}$ $\lambda x2_c = 91$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1 \times 300}{3,67}$ $\lambda y1 = 82$
(6) 	$rx_1 = 21,9$ $ry_1 = 9,41$ $rx_2 = 60,7$ $ry_2 = 24,2$	0,1	0,71	0,58	0,68 $\lambda x1 = \frac{0,68 \times 2150}{21,9}$ $\lambda x1 = 67$	1,34 $\lambda x2_c = \frac{1,34 \times 2150}{60,7}$ $\lambda x2_c = 47$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1 \times 520}{9,41} = 55$ $\lambda y2_c = \frac{1 \times 1530}{24,12} = 63$	1,0 1,0 $\lambda x2_a = \frac{1 \times 1530}{22} = 69,5$ $\lambda y2_a = \frac{1 \times 150}{5,6} = 26,8$	1,0 1,0 $\lambda x2_b = \frac{1 \times 1530}{25,8} = 59$ $\lambda y2_b = \frac{1 \times 150}{7,7} = 19,5$	3,0 $\lambda x1 = \frac{3 \times 520}{21,9}$ $\lambda x1 = 71,2$	2,5 $\lambda x2 = \frac{2,5 \times 1530}{60,7}$ $\lambda x2 = 63$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1 \times 520}{9,41} = 55$
(7) 	$rx_1 = 48,2$ $ry_1 = 23,0$ $rx_2 = 89,7$ $ry_2 = 27,9$	0,12	0,72	0,95	0,25 $\lambda x1 = \frac{0,25 \times 2470}{48,2} = 13$ $\lambda x1 = 13$	1,30 $\lambda y2_c = \frac{1,3 \times 2470}{89,7}$ $\lambda y2_c = 36$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1 \times 685}{23,31} = 30$ $\lambda y2_c = \frac{1 \times 17,85}{27,9} = 64$	1,0 1,0 $\lambda x2_a = \frac{1 \times 900}{25,6} = 35$ $\lambda y2_a = \frac{1 \times 200}{6,1} = 33$	1,0 1,0 $\lambda x2_b = \frac{1 \times 900}{23,6} = 38$ $\lambda y2_b = \frac{1 \times 200}{13,9} = 14$			
(8)	$rx_1 = 42$ $rx_{2c} = 11,3$ $ry_1 = 11,3$ $ry_{2c} = 28$	0,07	0,72	0,90	0,47 $\lambda x1 = \frac{0,47 \times 2470}{42}$ $\lambda x1 = 28$	1,31 $\lambda x2_c = \frac{1,31 \times 2470}{113}$ $\lambda x2_c = 28$	1,0 $\lambda y1 = \frac{1 \times 685}{11,3} = 61$ $\lambda y2_c = \frac{1 \times 1785}{28} 64$	1,0 1,0 $\lambda x2_a = \frac{1 \times 900}{28,4} = 32$ $\lambda y2_a = \frac{1 \times 200}{10,7} = 19$	1,0 1,0 $\lambda x2_b = \frac{1 \times 900}{28,8} = 31$ $\lambda y2_b = \frac{1 \times 200}{11} = 18$			

Fig. 12.24 continuação

Exemplo 12.2 - Estabelecer os comprimentos efetivos de flambagem em relação aos eixos da Fig. 12,25, com as seguintes relações: $\ell_2/L_T = 0,7$, $I_1/I_2 = 0,1$ e $P_2/P_T = 0,8$.

Coluna parte superior

Eixo X_1 - $X_1 = K_1 . L_T$

K_1 = 0,937 (Apêndice B - Tab. 1 - Col. 4) x 1.300 cm = 1.218 cm

Eixo Y_1 - $Y_1 = K_1Y . \ell_1$ = 400 cm = 400 cm

Coluna externa parte inferior

Eixo B-B = $K . \ell_2$ = 1 x 900 cm = 900 cm

Eixo $Y_e = Y_e = K_Y . L_2, L_3, L_4, L_5, L_6$, o que for maior = 1 x 150 cm = 150 cm

Coluna abaixo da viga de rolamento

Eixo B - B = $K . \ell_2$ = 1 x 900 cm = 900 cm

Eixo Yi - Yi = Kyi . L_2, L_3, L_4, L_5, L_6, o que for maior = 1 x 150 cm = 150 cm

Combinação da coluna externa com a da viga de rolamento

Eixo X_2 - $X_2 = K_2 . L_T$

K_2 = 1,325 (Apêndice B - Tab. 1 - Col. 4) x 1.300 cm = 1.722 cm

Eixo B - B = $K . \ell_2$ = 1 x 900 cm = 900 cm

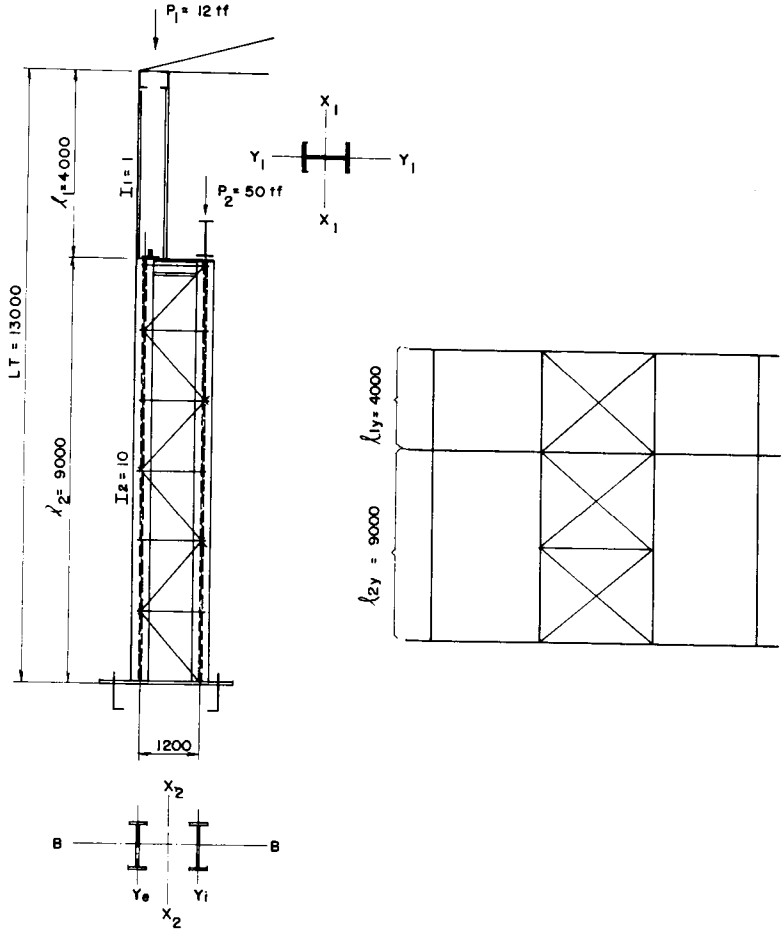


Fig. 12.25

12.9 - Base de coluna

Os objetivos da colocação de bases em colunas são:

a) Distribuir a pressão concentrada do fuste da coluna sobre uma determinada área da fundação;

b) Garantir a fixação da extremidade inferior do fuste da coluna na fundação, de acordo com o esquema estrutural adotado.

1 - Tipos de base

Existem dois tipos básicos de base: rotuladas e engastadas.

Rotuladas

A base rotulada ideal se assemelha a uma rótula perfeita (Fig. 12.26.a). Mas este tipo de base é pouco utilizado, podendo tornar-se complicado na sua fabricação. A base rotulada mais simples e mais usada é formada por uma placa soldada no pé da coluna e pela colocação de dois chumbadores no centro, o mais próximo do seu eixo (Fig. 12.26.b). As bases rotuladas são mais econômicas para as fundações e podem ser usadas em qualquer tipo de terreno, especialmente em locais de solo ruim. Quando as colunas são largas e se quer rotular, um dos artifícios é reduzir a largura da coluna próximo à base (Fig. 12.26.c). Para galpões sem ponte rolante, em que as cargas são de pequena intensidade, recomenda-se uma espessura mínima de 16 mm para a placa de base e para o diâmetro dos chumbadores.

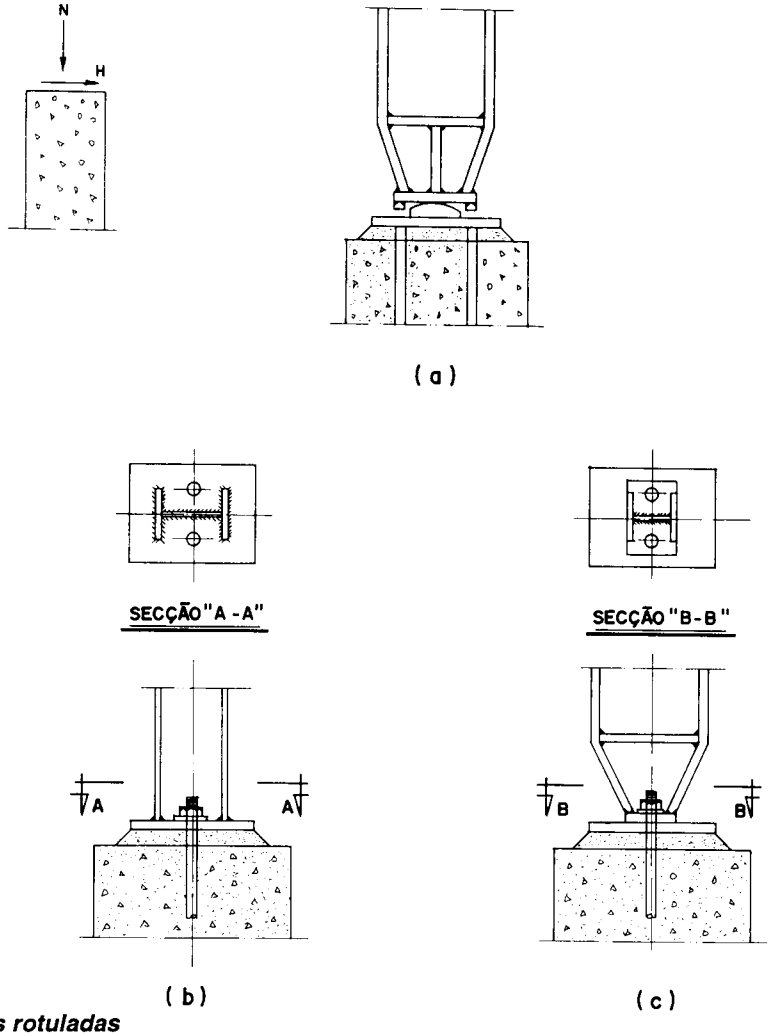


Fig. 12.26 - Bases rotuladas

Engastadas

As bases engastadas propiciam estruturas mais econômicas, mas têm as fundações mais caras que as rotuladas. Sua finalidade é engastar os pilares às fundações por meio de uma série de artifícios, tornando-as o mais real possível com relação ao esquema estrutural adotado. São dimensionadas para resistir a cargas verticais, horizontais e aos momentos de engastamento. A base engastada mais simples e mais usada é aquela em que a coluna é soldada à placa de base, com os chumbadores afastados da linha de centro, formando um braço de alavanca (Fig. 12.27.a). Quando as cargas são elevadas e o cálculo indica chapas com grandes espessuras, usa-se o artifício de enrijecê-las com pequenas nervuras para que sua espessura seja reduzida (Fig. 12.27.b). Outra alternativa é fixar os chumbadores a uma altura de 300 mm a 500 mm da base, proporcionando um ótimo engastamento (Fig. 12.27.c). Quando a carga vertical é pequena para um momento grande, a solução é usar travessas que proporcionem um bom engaste e um grande afastamento dos chumbadores, resultando em chumbadores de menores dimensões (Fig. 12.27.d).

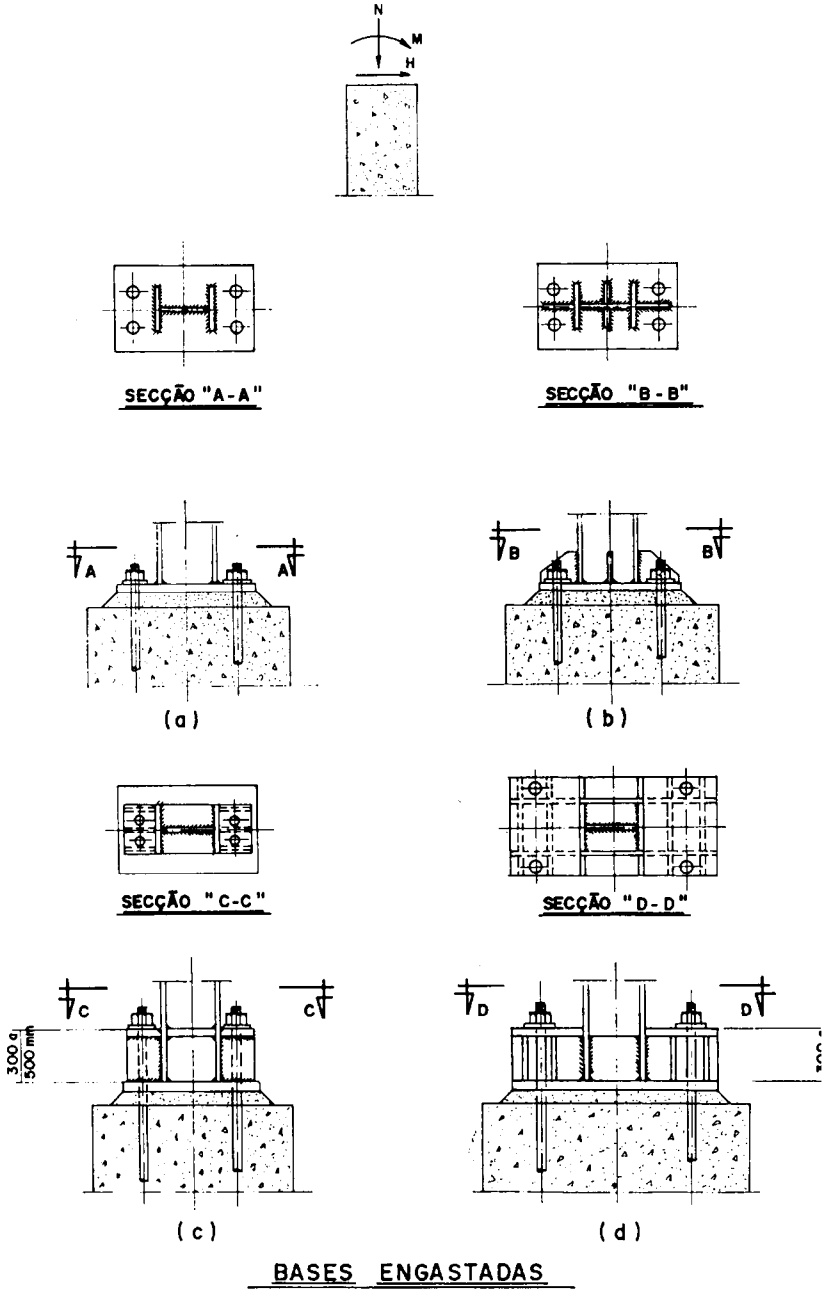


Fig. 12.27 - Bases engastadas

Nas colunas treliçadas, normalmente engastadas pela própria configuração, adota-se uma base para cada pé de coluna (Fig. 12.28).

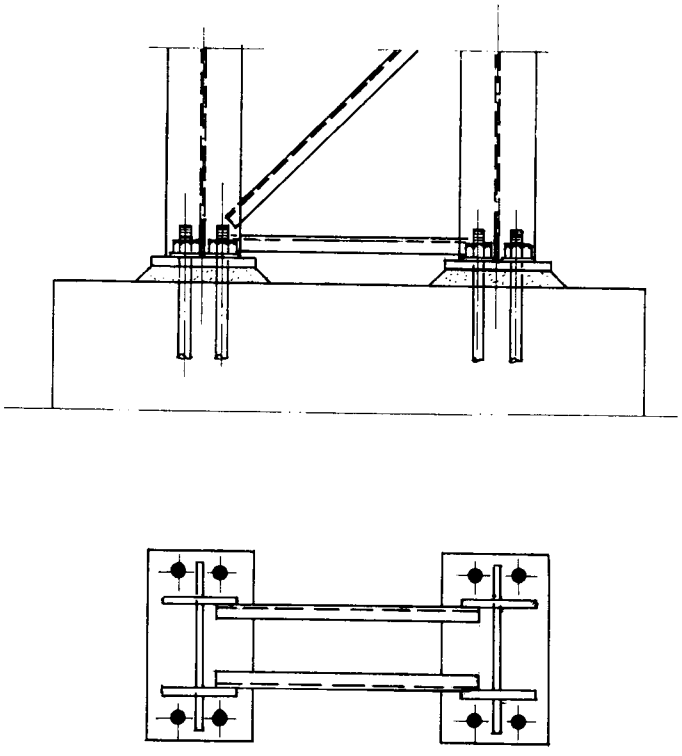


Fig. 12.28 - Bases de colunas treliçadas

Para as placas de bases engastadas, recomenda-se uma espessura mínima de 19 mm e para os chumbadores um diâmetro mínimo de 22 mm.

2 - Cálculo das placas de base

As placas de base e os chumbadores podem estar sujeitos a compressão axial (bases rotuladas) ou a uma compressão excêntrica (bases engastadas).

1 - Bases submetidas a compressão axial

As placas de base de colunas submetidas a compressão axial central são determinadas em função da resistência (Fc ≤ 0,35 fck) admissível do concreto do bloco de fundação. De posse da carga N e de fc, determina-se a área mínima da placa, sendo as dimensões B e C um pouco maiores do que as da coluna e, a seguir, determina-se a suposta pressão efetiva no concreto (fc) uniformemente distribuída, ou seja, fc = N/B.C.

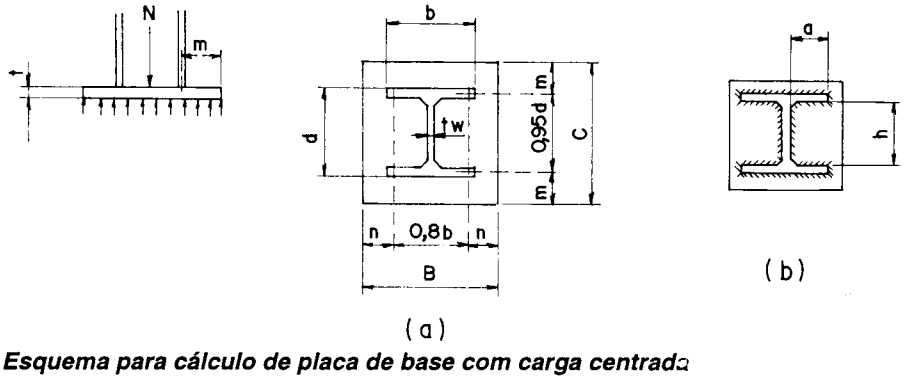


Fig. 12.29 - Esquema para cálculo de placa de base com carga centrada

Os vários setores da placa sofrem diversas formas de flexão. Quando a coluna é soldada à placa, sem nenhum reforço adicional (Fig. 12.29.a), existem dois setores para cálculo, o setor **m** e a setor **n**. Se os valores de **m** e **n** não são muito reduzidos, as extremidades das chapas trabalham como consoles e devem ser dimensionadas como tal. Para isso, destaca-se uma faixa com a largura de 1 cm, determinam-se os momentos e, de posse destes, a espessura da placa.

$$M = \frac{fc \cdot n^2}{2} \text{ ou } M = \frac{fc \cdot m^2}{2}$$

$$W = t^2/6 \qquad Fb = 0{,}75Fy$$

$$Fb = \frac{M}{W} = \frac{fc \cdot m^2/2}{t^2/6} = \frac{3 \cdot fc \cdot m^2}{t^2}$$

$$t = \sqrt{\frac{3fc \cdot m^2}{Fb}} = \sqrt{\frac{3fc \cdot m^2}{0{,}75Fy}}$$

$$t \cong 2m \sqrt{\frac{fc}{Fy}} \text{ ou } t \cong 2n \sqrt{\frac{fc}{Fy}}$$

Para $Fy = 2.500 \text{ kg/cm}^2$ ASTM A 36

$$t = \frac{m}{25}\sqrt{fc} \text{ ou } t = \frac{n}{25}\sqrt{fc} \text{ ou } t = \frac{h'}{25}\sqrt{fc} \qquad \text{(Tab. 12.3)}$$

Obs.: Medidas em cm e fc e Fy em kgf/cm²

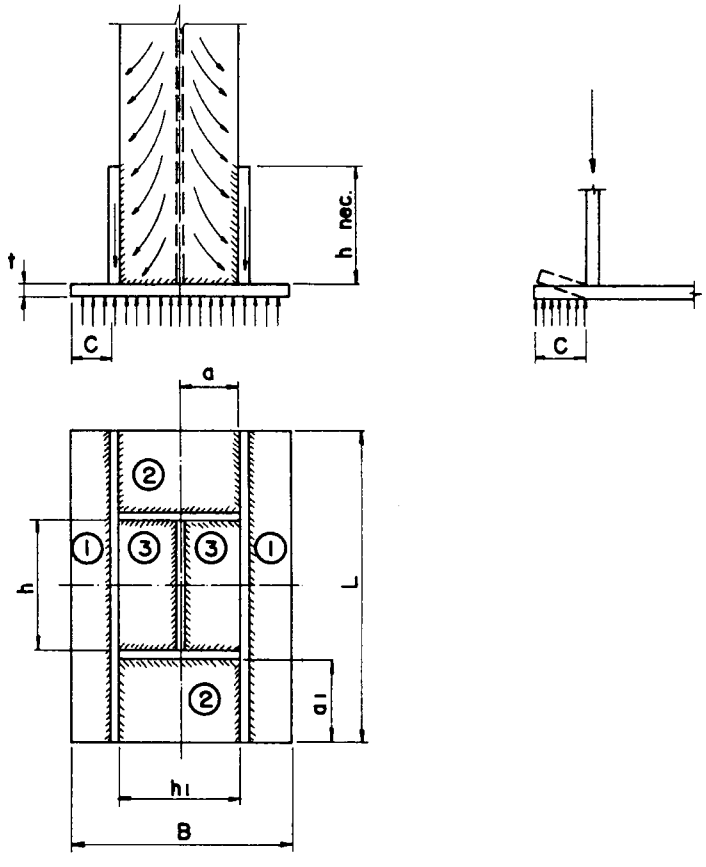


Fig. 12.30 - Placas de base com reforços

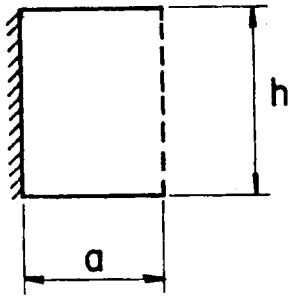
Caso **m** e **n** sejam muito reduzido a (Fig. 12.29.b), praticamente com o mesmo contorno da coluna, a única maneira de dimensioná-la é fazer os cálculos como engastada em um lado, apoiada em dois lados e com bordo livre, ocorrendo o momento máximo no meio da distância entre as mesas.

A fórmula * $t = \sqrt{\dfrac{3\,(b - tw)^2\, fc}{4\,(1 + 3{,}2\alpha^3)\,Fb}}$ onde $\alpha = \dfrac{a}{h}$ pode ser usada dando um valor bem aproximado de t, sem necessidade de maiores análises. Para conveniência com as outras equações, temos:

$$t = 2n'\sqrt{\frac{fc}{Fy}} \quad \text{onde } n' = a\sqrt{\frac{1}{1 + 3{,}2\alpha^3}} \qquad t = \frac{n'}{25}\sqrt{fc} \qquad \text{para } Fy = 2500\ kgf/cm^2$$

Tabela 12.3

$\alpha = a/h$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\sqrt{\dfrac{1}{1 + 3{,}2\alpha^3}}$	0,99	0,96	0,91	0,85	0,77	0,69	0,62	0,55	0,49



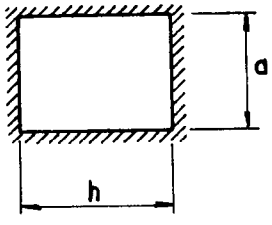
Se esta mesma placa tiver reforço como o indicado na Fig. 12.30, teremos que verificar três setores distintos:

1 - como console;
2 - como engastada em um lado, apoiada em dois e um lado livre e
3 - como engastada em quatro lados.

Para calcular os momentos dos setores 2 e 3 é necessário recorrer a formulários específicos. O setor 2 pode ser calculado em função de α (Tabela 12.3) e o setor 3 em função de β_1 * (Tabela 12.4).

Tabela 12.4 *

h/a	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	> 2,0
β1	0,308	0,3834	0,436	0,468	0,487	0,497	0,50



$$t = \sqrt{\frac{\beta_1 \cdot fc \cdot a^2}{fb_{max}}} = \sqrt{\frac{\beta_1 \cdot fc \cdot a^2}{0{,}75 \cdot Fy}} =$$

$$t = \frac{a}{43{,}3}\sqrt{\beta_1 \; fc} \quad \text{para} \quad Fy = 2.500 \text{ kgf / cm}^2$$

* Roark, R.I., Fórmulas for Stress and Strain, 5.ª Edição, Mc Graw-Hill 1975.

2 - Bases submetidas a compressão excêntrica

A placa de base de uma coluna submetida a compressão excêntrica exerce uma pressão irregular sobre a superfície do bloco de fundação. A placa comprime a fundação no sentido de ação do momento, enquanto do outro lado se verifica a sua tendência de se desprender da superfície da fundação (Fig. 12.31), o que é impedido pelos chumbadores de ancoragem. É o caso típico de bases engastadas.

No processo de cálculo, adota-se em primeiro lugar a largura da placa de base. O comprimento L da placa de base é determinado de tal forma que a tensão máxima de concreto junto à extremidade (fc) seja inferior à tensão máxima admissível à compressão (Fc = 0,35 fck) $fc_{máx.}$ = (N/Ap) + (M/W) = (N/BL) + ($6M/BL^2$) < Fc.

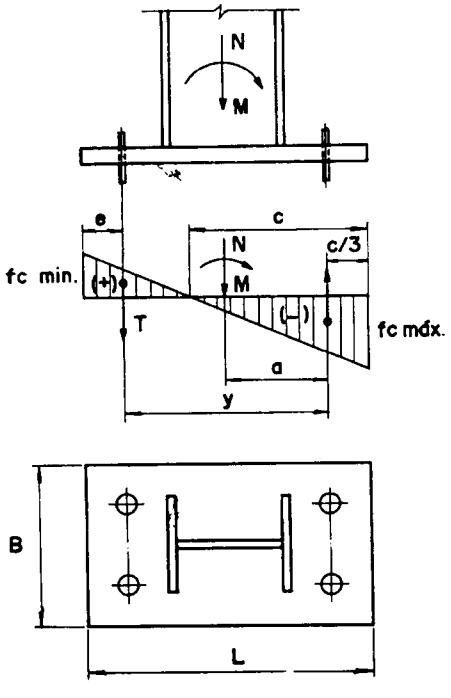


Fig. 12.31 - Placa de base excêntrica

Neste caso, a tensão de tração mínima que se verifica na extremidade oposta da placa é:

$fc_{mín.} = N/Ap - M/W = N/BL - 6M/BL^2$

Caso já se tenha determinado o comprimento da placa, por razões construtivas, verifica-se se as tensões máximas estão dentro do admissível. Caso contrário, determina-se o valor mínimo de L, igualando-se à primeira equação com fc.

$$L = (N / 2B \cdot fc) + \sqrt{(N / 2B \cdot fc)^2 + 6M / (B \cdot fc)}$$

De posse das dimensões finais da placa, faz-se a determinação de sua espessura de acordo com o diagrama de tensões ou, de uma maneira mais simplificada, considerando a carga uniformemente distribuída para o setor que está sendo analisado (Ex.: 12.5).

No cálculo dos chumbadores, parte-se da suposição de que a força de tração T determinada pela zona tracionada do diagrama de tensões (Fig. 12.31) é suportada totalmente pelos chumbadores. Para isso, compõe-se a equação de equilíbrio em relação ao centro de gravidade da zona comprimida triangular do diagrama de tensões, obtendo-se:

$$M - N \cdot \alpha - T \cdot y = 0$$

O esforço total T atuante em todos os chumbadores do lado da zona tracionada vem a ser:

$$T = (M - N \cdot a)/y$$

Da correlação geométrica, determina-se:

$$a = (L/2) - (c/3), \text{ sendo } c = fc_{máx.} \cdot L/(fc_{máx.} + fc_{mín.}) \qquad \text{fc em valor absoluto}$$

$$y = L - c/3 - e$$

Observações

Para N . a > M não há tração no chumbador e, neste caso, c = L

Para o cálculo da espessura da placa de base e do chumbador, é preciso adotar as combinações de carga mais desvantajosas para cada um, pois a pior para a placa pode não ser a pior para os chumbadores.

3 - Chumbadores

Chumbadores são barras que têm a finalidade de fixar as bases das colunas às fundações. Em geral, são formados por barras redondas de aço SAE 1020 com Limite de Escoamento Fy = 2.400 kgf/cm² e Limite de Ruptura Fu = 3.870 kgf/cm².

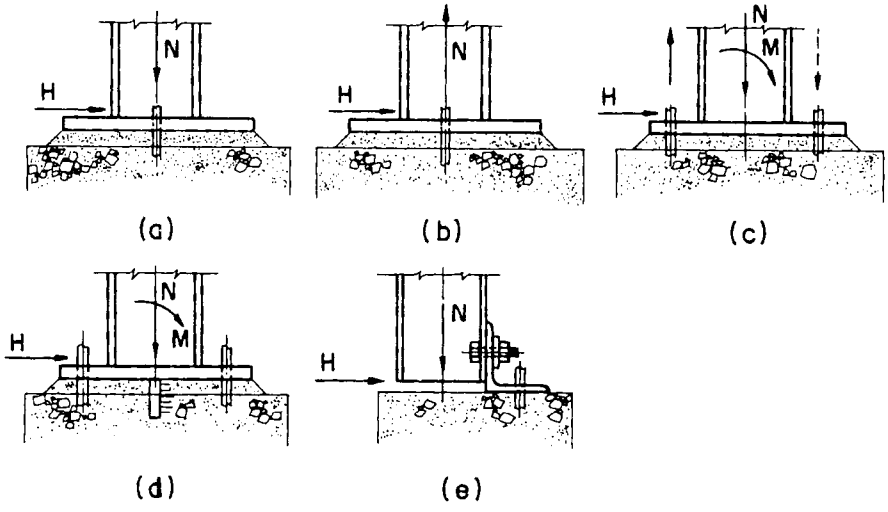
Os chumbadores podem ser dimensionados somente a cisalhamento, caso de bases rotuladas comprimidas (Fig. 12.32.a), a tração com cisalhamento, caso de base rotulada com arrancamento (Fig. 12.32.b) ou bases engastadas (Fig. 12.32.c), ou somente a tração, caso de bases com barra de cisalhamento (Fig. 12.32.d). Os chumbadores sujeitos somente a esforços de cisalhamento, caso de colunas de tapamento (Fig. 12.32.a, e), podem ter comprimento de ancoragem pequeno, ao contrário dos sujeitos a tração, que precisam ter comprimento de ancoragem proporcional aos esforços, para facilitar as verificações de cálculo.

Estamos incluindo neste trabalho uma tabela (Tabela 12.6) com chumbadores padronizados, em que fornecemos vários tipos por ordem de custos, sendo o mais barato o tipo CC em gancho reto e o mais caro o tipo CAM. O comprimento de ancoragem dos chumbadores a arrancamento foi determinado pela resistência do cone de arrancamento do concreto e

por sua resistência à tração.

Os tipos CAL, CAC, CAR são fixados durante a concretagem por meio de gabaritos e conferidos por meio de topografia milimétrica. Os tipos CAG e CAM são usados quando não existe boa precisão dos blocos ou quando se deseja maior flexibilidade na montagem embora sejam mais caros que os outros.

Fig. 12.32 - Esforços nos chumbadores



Para o dimensionamento dos chumbadores são utilizados os seguintes critérios:

1 - Chumbadores a tração

$$A_{nec.} = \frac{T}{0{,}33Fu} = T/1{,}20 \quad \text{para o aço SAE 1020} \qquad \rightarrow D = 1{,}03\sqrt{T/n_t}$$

$$= T/1{,}40 \quad \text{para o aço ASTM A 36} \qquad \rightarrow D = 0{,}95\sqrt{T/n_t}$$

2 - Chumbadores a cisalhamento

$$A_{nec.} = \frac{H}{0{,}4Fy} = \frac{H}{0{,}9} \quad \text{para o aço SAE 1020} \qquad \rightarrow D = 1{,}19\sqrt{H/n_c}$$

$$= \frac{H}{1{,}0} \quad \text{para o aço ASTM A 36} \qquad \rightarrow D = 1{,}13\sqrt{H/n_c}$$

3 - Chumbadores a tração com cisalhamento

$$f_t = \frac{T}{A_{chut}} \qquad f_h = \frac{H}{A_{chuc}}$$

$$f = \sqrt{f_t^2 + 3f_h^2} \leq F_t = 0{,}33Fu \leq 1{,}2\,tf/cm^2 \quad \text{para aço SAE 1020}$$

$$\leq 1{,}4\,tf/cm^2 \quad \text{para aço ASTM A36}$$

T e H em tf

A_{nec} = área necessária dos chumbadores

A_{chut} = área total dos chumbadores a tração

A_{chuc} = área total dos chumbadores a cisalhamento

n_t = número de chumbadores a tração

n_c = número de chumbadores a cisalhamento

D = diâmetro do chumbador

T = carga axial

H = carga horizontal

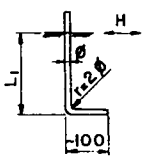
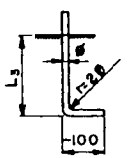
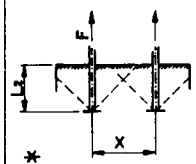
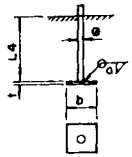
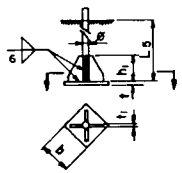
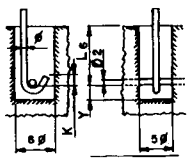
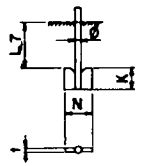
É fundamental uma boa topografia no momento da concretagem dos chumbadores.

A seguir, indicamos na Tabela 12.5 os vários tipos de chumbadores com suas respectivas resistências.

O tipo CC é para chumbadores que suportam apenas força de cisalhamento e os demais para chumbadores sujeitos a cisalhamento e tração.

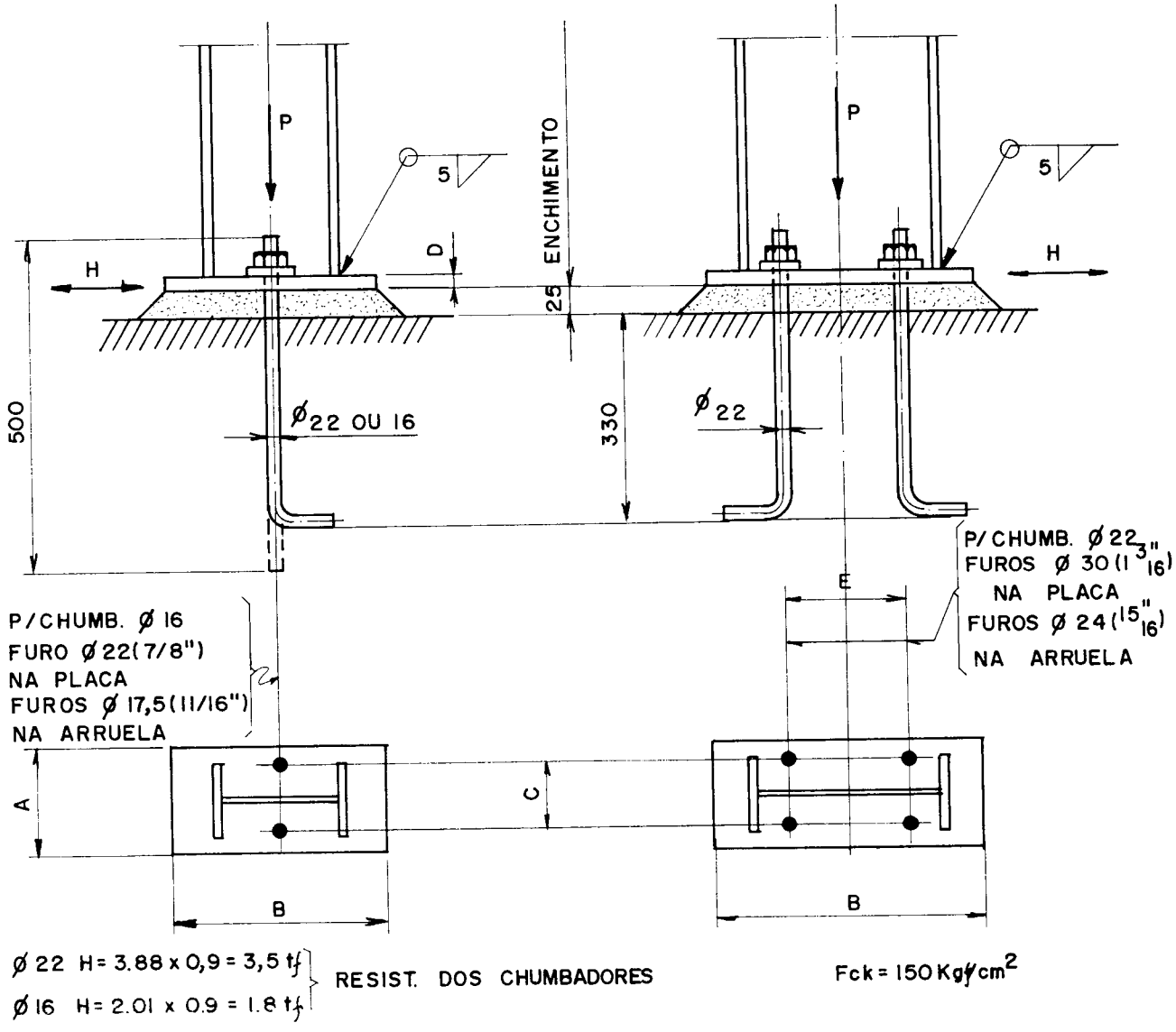
Na Tabela 12.6 indicamos as dimensões mínimas e usuais para as placas de base e chumbadores de colunas de tapamento. A Tabela 12.7 indica para os vários tipos de chumbadores as distâncias mínimas entre eles (y_1) e a distância deles à extremidade do bloco (x_1).

Tabela 12.5 - Força admissível e comprimento de arrancamento dos chumbadores

	Chumbadores a cortante	Chumbadores a arrancamento																		
		fixos											com nichos							
																				
Ø ext.	Área	H (adm)		F (adm)	altura mínima do cone de arrancamento	tipo CAL	tipo CAC			tipo CAR			tipo CAG				tipo CAM			
	cm²	tf	L1	tf	L2	L3	L4	q	t . b	L5	t . b	$t_1.h_1$	L6	Ø2	Y	K	L7	t	N	K
19	2,84	2,6	330																	
22	3,80	3,5	330																	
25	5,06	4,5	380	6,1	450	800	600	10	19 x 100				600	38	125	60				
32	7,92	7,1	380	9,5	450	1000	600	10	19 x 100				600	44	150	75				
38	11,40	10,3	380	13,7	600	1250	600	12	25 x 120				700	50	180	85				
44	15,20	13,7		18,2	600	1250	800	12	32 x 150				800	57	210	100				
50	19,60	17,6		23,5	750	1700	800	16	32 x 150	800	19 x 200	8 x 150	800	70	240	115	800	32	160	100
57	25,60			31	900					950	25 x 230	8 x 170					950	38	180	120
64	31,70			38	900					950	25 x 250	8 x 200					950	38	18	130
70	38,30			46	1000					1100	32 x 280	8 x 220					1100	50	210	150
76	45,60			55	1100					1200	32 x 300	8 x 240					1200	50	210	150
89	62,20			74	1300					1400	38 x 360	10 x 270					1400	64	270	170
102	81,00			97	1400					1500	38 x 400	10 x 300					1500	76	300	170

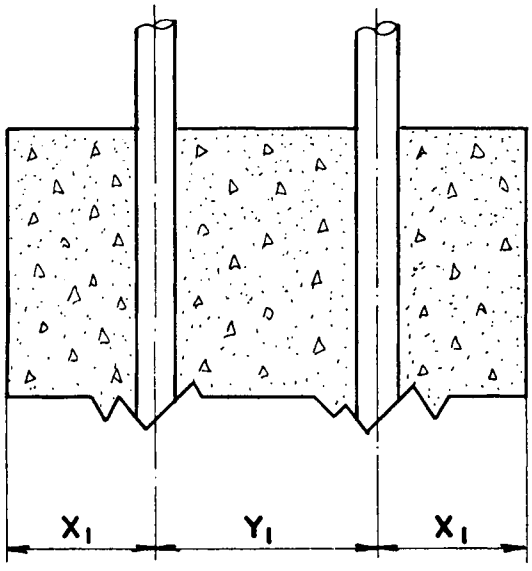
1) Aço SAE 1020 - Fv = 0,9 tf/cm², Ft = 1,2 tf/cm²
2) Dimensões em mm
3) A resistência dos cones de arrancamento foram reduzidas de 50% para compensar as perdas de áreas nas extremidades das fundações
4) Para chumbadores sujeitos a esforços de tração e cisalhamento, fazer a verificação pela fórmula $F = \sqrt{Ft^2 + 3Fv^2}$

Tabela 12.6 - Placas de base e chumbadores para colunas de tapamento



Perfil	Ø	A	B	C	D	E	peso da placa de base	"P" máximo na placa de base	"H" máximo no chumbador
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	t	t
I 152	16	200	240	140	16	-	6,0	10	3,6
I 203	16	200	240	140	16	-	7,5	15	3,6
I 254	16	240	300	140	19	-	10,7	26	3,6
I 305	22	240	350	140	19	-	12,5	33	7
VS 400	22	250	450	140	22	-	19,4	37	7
VS 450	22	250	500	140	22	150	21,5	42	14
VS 500	22	300	550	160	25	200	33,3	46	14
VS 550	22	300	600	160	25	250	35,3	48	14

Tabela 12.7 - Dimensões mínimas entre chumbadores e chumbadores-extremidade



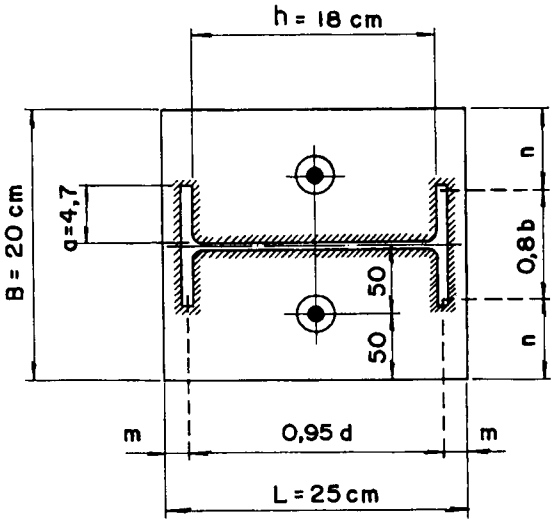
Tipo	Ø	25 (I")	32 (1 1/4")	38 (1 1/2")	44 (1 3/4")	50 (2")	57 (2 1/4")	64 (2 1/2")	70 (2 3/4")	76 (3")
CC	X1	120	120	160	-	-	-	-	-	-
CAL	Y1	120	120	140	-	-	-	-	-	-
CAC	X1	150	150	180	220	220	-	-	-	-
	Y1	150	150	180	220	220	-	-	-	-
CAG	X1 face do buraco	150	150	200	220	250	-	-	-	-
	Y1	analisar cada caso			-	-	-	-	-	-
CAR	X1	-	-	-	-	300	340	370	420	450
	Y1	-	-	-	-	300	340	370	420	450
CAM	X1	-	-	-	-	400	460	490	570	580
	Y1	-	-	-	-	analisar cada caso				

Exemplo 12.3 - Determinar para uma coluna I 203 x 27,3 kg/m (d = 20,3 cm; h = 18 cm; b = 10 cm; a = 4,7 cm) sujeita a uma carga vertical de compressão de 30 tf e a uma carga horizontal de 4 tf as dimensões da placa de base e o diâmetro dos chumbadores. A pressão admissível do concreto da fundação é fc > 60 kgf/cm². Dimensões mínimas da placa de base de acordo com a Fig. 12.33.

Chapa ASTM A 36 → Fy = 2.500 kgf/cm² Chumbadores aço SAE 1020 → Fy = 2.400 kgf cm²

Concreto fck = 180 kgf/cm² Fc = 0,35 x 180 = 63 kgf/cm²

1 - Cálculo da placa de base



A_{nec} = 30.000/63 = 476 cm² (área mínima)

Área mínima = 25 x 20 = 500 cm² OK

fc = 30.000/25 x 20 = 60 kgf/cm² < 63 kgf/cm² OK

m = (25 - 0,95 x 20,3) /2 = 2,8 cm

n = (20 - 0,80 x 10) /2 = 6,0 cm (governa)

$\alpha = a / h = 47 / 180 = 0{,}26 \rightarrow$ (Tab. 12.3)

$$n' = 4{,}7 \sqrt{\frac{1}{1 + 3{,}2 \times 0{,}26^3}} = 4{,}7 \times 0{,}97$$

n' = 4,58 cm

$$t = \frac{6{,}0}{25} \sqrt{60} = 1{,}86 \text{ cm adotar chapa de 19 mm}$$

Fig. 12.33

2 - Cálculo dos chumbadores - Aço SAE 1020

$$Fv = 0{,}4Fy = 0{,}9 \text{ tf / cm}^2$$

$$fv = \frac{H}{n \cdot A} \leq Fv \qquad fv = \frac{H}{n \cdot \pi D^2/4}$$

$$D = 1{,}19 \sqrt{\frac{H}{nc}} = 1{,}19 \sqrt{\frac{4}{2}} = 1{,}68 \text{ cm} = 16{,}8 \text{ mm} + 3 \text{ mm} = 19{,}8 \text{ mm}$$

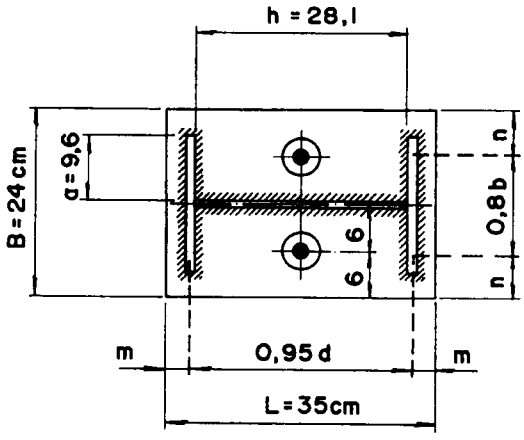
Usar ∅ 22 mm

Exemplo 12.4 - Determinar para uma coluna CVS 300 x 47 kgf/m (d = 30 cm; h = 28,1 cm; b = 20 cm; a = 9,6) sujeita a uma carga vertical de compressão de 40 tf e a uma carga horizontal de 7 tf as dimensões da placa de base e o diâmetro dos chumbadores (Fig. 12.34).

Chumbadores aço SAE 1020 — Chapa ASTM A 36

Concreto - fck > 150 kgf/cm² — Fy = 2.500 kgf/cm² — Fc > 0,35 x 150 = 52,5 kgf/cm²

1 - Cálculo da placa de base



Área mínima possível = 35 x 24 = 840 cm²

fc = 40.000/840 = 47,6 kgf/cm² < 52,5 OK

m = (35 - 0,95 x 30) /2 = 3,25 cm

n = (24 - 0,8 x 20) /2 = 4 cm

a = a/h = 9,6/28,1 = 0,34

n' = 9,6 x 0,94 (Tabela 12.3) = 9,0 cm (governa)

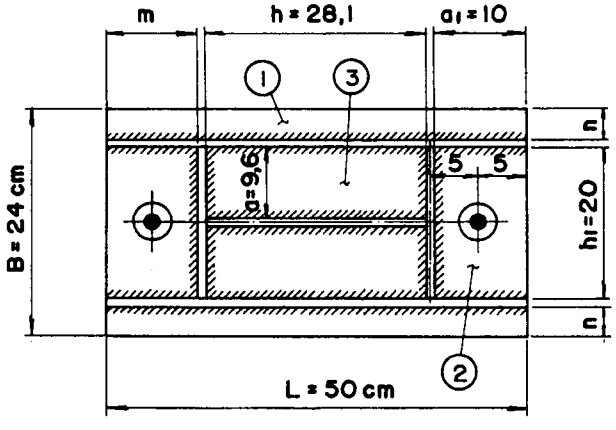
$$t = \frac{9}{25}\sqrt{47{,}6} = 2{,}48\,\text{cm} \qquad \text{adotar } 25\,\text{mm}$$

Fig. 12.34

2 - Cálculo dos chumbadores - Aço SAE 1020

$$D = 1{,}19\sqrt{\frac{7}{2}} = 2{,}22\ \text{cm} + 3\ \text{mm} = 25\,\text{mm}$$

Exemplo 12.5 - Dimensionar a mesma placa do exemplo anterior, mas reforçada e com os chumbadores colocados em outra posição. (Fig. 12.35).



fc = 40000 / 24 x 50 = 33,33 kgf / cm^2 < 52,5 OK

1 – n = 2,0 cm

2 – a_1 = 10 cm h_1 = 20cm α = 10 / 20 = 0,5

n' = 10 x 0,85 (Tab. 12.3) = 8,50 cm

$$t = \frac{8{,}50}{25}\sqrt{33{,}33} = 1{,}96\,\text{cm} \quad \text{usar } 19\,\text{mm}$$

3 – h / a = 28,1 / 9,6 = 2,93 > 2 β_1 = 0,5 (Tab. 12.4)

$$t = \sqrt{\frac{0{,}5 \cdot 33{,}33 \cdot 9{,}6^2}{0{,}75 \cdot 2.500}} = 0{,}91\,\text{cm} = 9{,}1\,\text{mm}$$

Usar 19 mm

Fig. 12.35

Exemplo 12.6 - Determinar para a coluna dada na Fig. 12.36 as dimensões da placa de base e o diâmetro dos chumbadores.

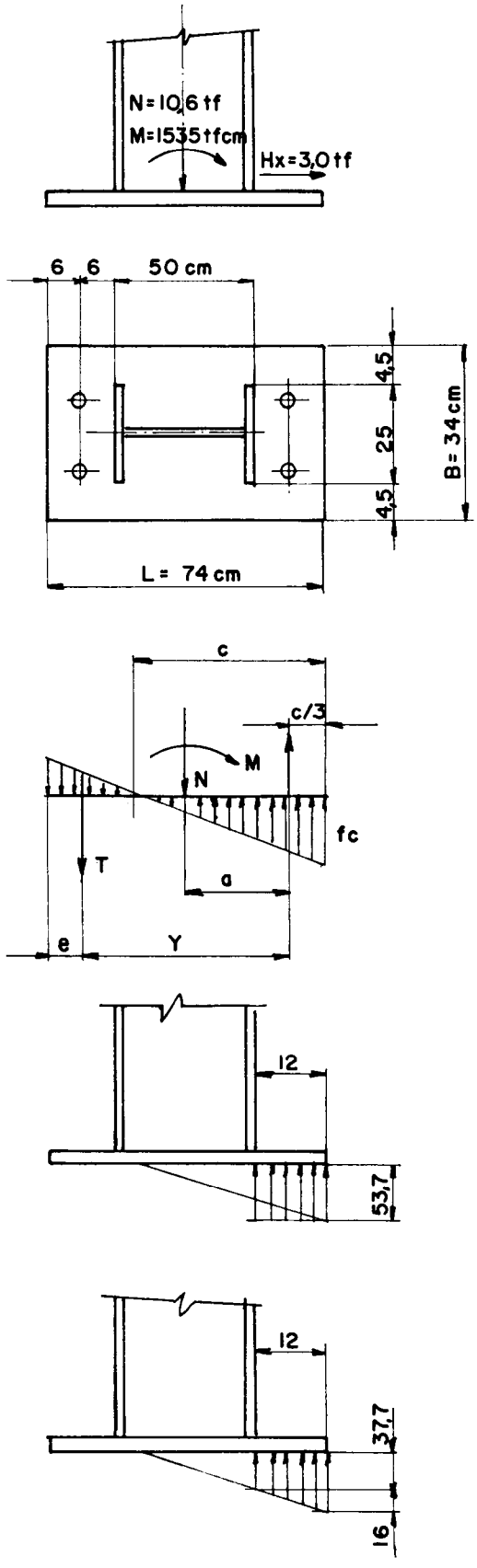


Fig. 12.36

$$Fc = 0{,}35\,fck = 0{,}35 \times 180 = 63\,kgf/cm^2$$

$$L_{nec} = \frac{N}{2B \cdot fc} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B \cdot fc}\right)^2 + \frac{6M}{B \cdot fc}}$$

$$fc = Fc$$

$$L_{nec} = \frac{10.600}{2 \times 34 \times 63} + \sqrt{\left(\frac{10.600}{2 \times 34 \times 63}\right)^2 + \frac{6 \times 1535000}{34 \times 63}}$$

$L_{nec} = 68{,}08\,cm < 74\,cm$ (Por razões construtivas) OK

$$fc_{max} = \frac{N}{A_p} + \frac{M}{W} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6M}{BL^2}$$

$$fc_{max} = \frac{10.600}{34 \times 74} + \frac{6 \times 1.535.000}{34 \times 74^2} = 4{,}2 + 49{,}5 = 53{,}7 \quad kgf/cm^2$$

$$fc_{min} = 4{,}2 - 49{,}5 = -45{,}3\,kgf/cm^2$$

$$c = fc_{max} \cdot L / (fc_{max} + fc_{min})$$

$$c = 53{,}7 \times 74 / (53{,}7 + 45{,}3) = 40{,}2\,cm$$

Considerando fc = 53,7 uniforme

$$t^2 = \frac{6M_1}{0{,}75Fy} \text{ para A36} \qquad t^2 = \frac{6M_1}{0{,}75 \times 2.500} =$$

$$t^2 = \frac{53{,}7 \times 12^2/2}{313} = 12{,}3 \therefore t = 3{,}5\,cm = 35\,mm$$

$$\text{ou } t = \frac{m}{25}\sqrt{fc} = \frac{12}{25}\sqrt{53{,}7} = 3{,}5\,cm = 35\,mm$$

Considerando fc não uniforme (real)

$40{,}2 - 53{,}7 \quad x = 37{,}7$

$28{,}2 - x$

$$M_1 = 37{,}7 \times 12^2/2 + 16 \times \frac{12}{2} \times \frac{2}{3} \times 12 = 3.482\,kgfcm$$

$$t^2 = \frac{3.482}{313} = 11{,}12 \therefore t = 3{,}3\,cm \text{ usar } t = 35\,mm$$

Como se vê, a diferença é muito pequena, não se justificando o dimensionamento exato

2) Cálculo dos chumbadores - Aço SAE 1020

Parâmetros

$$C / 3 = \frac{40,2}{3} = 13,4\,cm$$

$$Y = L - C / 3 - e = 74 - 13,4 - 6 = 54,6\,cm$$

$$a = L / 2 - C / 3 = 37 - 13,4 = 23,6\,cm$$

Força no chumbador

$$T = (M - N \cdot a) / y = (1535 - 10,6 \times 23,6) / 54,6 = 23,5\,tf$$

$$A_{nec} = \frac{T}{1,2 \cdot n} = \frac{23,5}{1,2 \times 2} = 9,8\,cm^2 \quad \text{Seja } \varnothing\ 38\,mm \quad A = 11,4\,cm^2$$

$$ft = \frac{23,5}{2 \times 11,4} = 1,03\ tf / cm^2 \quad fv = \frac{3}{*2 \times 11,4} = 0,13\ tf / cm^2$$

$$f = \sqrt{1,03^2 + 3 \times 0,13^2} = 1,04 < 1,2\ tf / cm^2 \quad OK$$

Usar Ø 38 + 3 mm = 41 → 44 mm (diâmetro comercial mais próximo)

* Consideramos apenas dois, pois há possibilidade de a placa estar apoiada somente na metade dos chumbadores.

12.10 - Recomendações

1 - Usinagem

As placas de base de espessura inferior ou igual a 50 mm não necessitam ser usinadas, podendo ser perfeitamente desempenadas para garantir o contato perfeito com a coluna. Placas com espessura entre 50 mm e 100 mm devem ser usinadas de um só lado (lado do contato com a coluna). Para isso, deve ser previsto um acréscimo de 5 mm. Para placas maiores que 100 mm, devem ser previstos usinagem dos dois lados e acréscimo de espessura de 10 mm (Fig. 12.37).

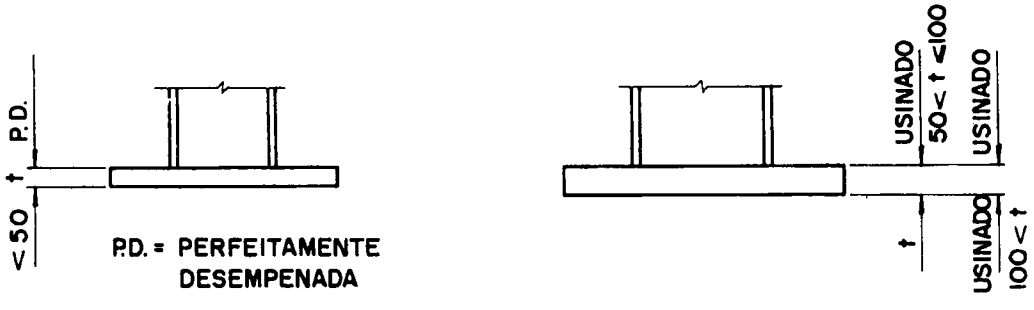


Fig. 12.37 - Preparação das placas de base

2 - Nivelamento

Para efeito de nivelamento, deve-se prever argamassa de enchimento nas alturas de 25 mm (mínimo) até 50 mm. O enchimento mínimo é previsto para colunas de tapamento ou colunas de edifício com d ≤ 300 mm. Antes de se colocar a argamassa de enchimento, é necessário fazer o nivelamento da placa com calços ou parafusos calantes. Para placas até 150 kg devem ser previstos calços para os quatro cantos da placa, com altura correspondente ao enchimento teórico (Fig. 12.38 a). Acima disso, são utilizados mais calços (de seis

seis a oito), dependendo da resistência do concreto, pois a placa pode estar soldada à coluna e o nivelamento final pode ocorrer com muito peso próprio concentrado em poucos pontos. Normalmente, para cada conjunto de quatro calços até 25 mm de espessura, usa-se a seguinte distribuição:

quatro calços de 12,5 x 75 x 75

quatro calços de 6,3 x 75 x 75

oito calços de 3,2 x 75 x 75

Para enchimentos superiores a 25 m são usados calços adicionais, de preferência de 12,5 mm.

Outro artifício a ser usado, quando a placa tem peso superior a 150 kg e vai solta, é a colocação de três parafusos colantes, como mostrado na Fig. 12.38.b.

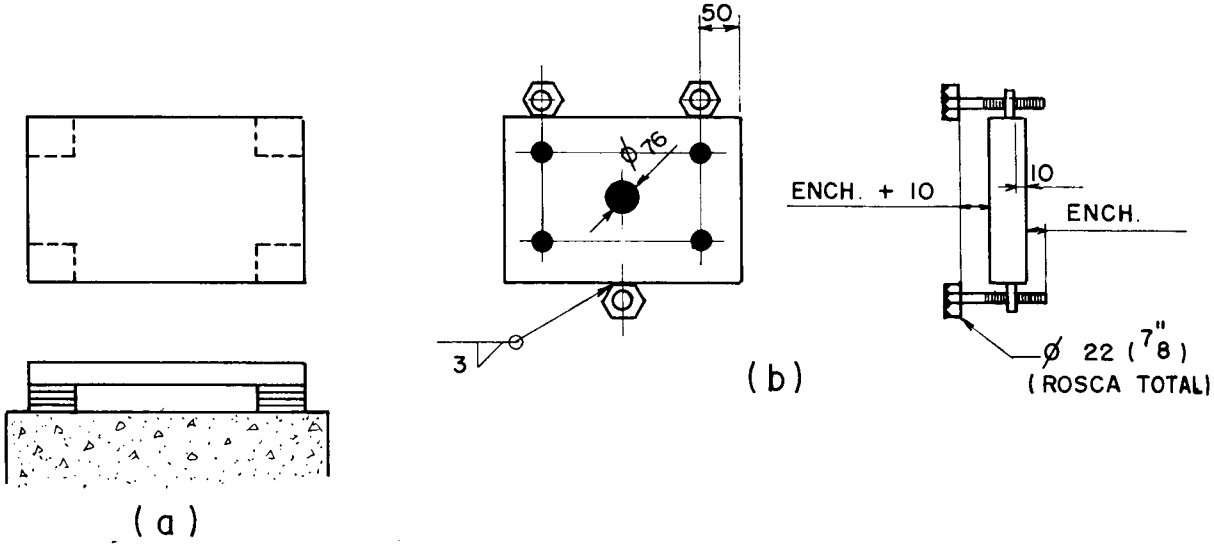


Fig. 12.38 - Esquema para nivelamento

Para facilitar o enchimento posterior com argamassa, deve-se prever um furo central ou próximo do centro, com diâmetro mínimo de 75 mm, quando a menor dimensão da placa for superior a 750 mm (Fig. 12.38.a.b).

3 - Interligação placa chumbadores

Há duas maneiras de se fazer a interligação da placa com os chumbadores: por meio de solda ou de porcas e arruelas. Se a placa for solta, as duas hipóteses são possíveis (Fig. 12.39.a.b).Mas se for soldada à coluna durante a fabricação, somente a segunda é possível (Fig. 12.39.b).

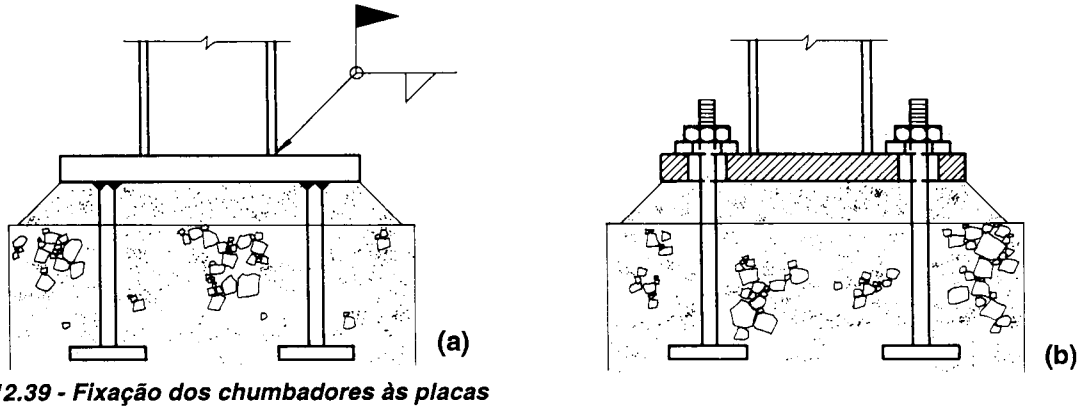
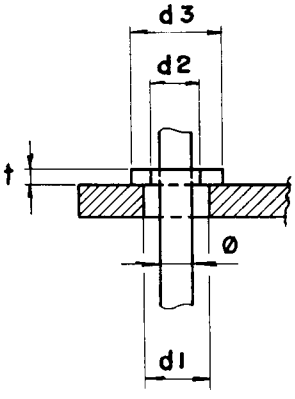


Fig. 12.39 - Fixação dos chumbadores às placas

Para a segunda hipótese, é necessário deixar uma folga nos furos da placa proporcional ao diâmetro dos chumbadores, para permitir melhor alinhamento das colunas, de acordo com o indicado na Tabela 12.8.

Tabela 12.8

Ø chumbador mm	Ø furo na placa - mm d_1	Espessura da arruela - mm t	Ø furo na arruela - mm d_2	Ø arruela mm d_3
16 a 22	Ø chumbador + 8	6	Ø chumbador + 1,5	≅ 2,2 x Ø chumbador
25 a 44	Ø chumbador + 10	8	Ø chumbador + 1,5	≅ 2,0 x Ø chumbador
50 a 76	Ø chumbador + 15	12	Ø chumbador + 1,5	≅ 2,0 x Ø chumbador



4 - Sobrediâmetro

Quando o chumbador for colocado em uma região que não permite reparos fáceis, o calculista deve prever uma sobreespessura no diâmetro de cálculo de no mínimo 3 mm. A experiência indica que este procedimento deve ser normal.

5 - Chumbadores a tração

Caso o cálculo indique que o chumbador vá trabalhar a tração, é prudente colocar duas porcas para aumentar a resistência dos filetes de rosca (Fig. 12.40).

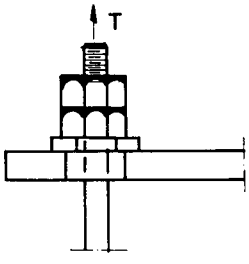


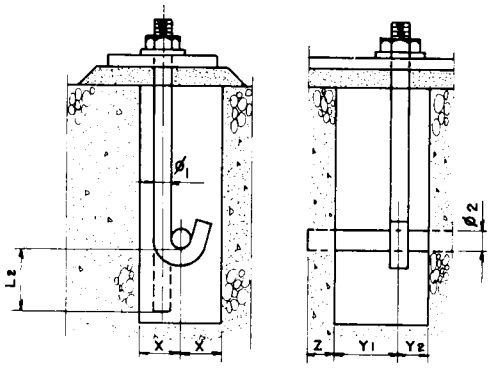
Fig. 12.40 - Chumbadores com duas porcas

6 - Chumbadores situados em zona de corrosão

Os chumbadores situados próximo a zonas com alto grau de corrosão deverão ser zincados a fogo (parte externa).

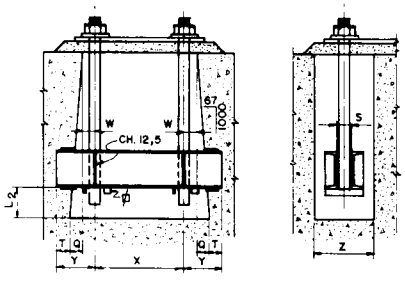
7 - Nichos

A folga dos nichos para a colocação dos chumbadores deve ser tal que permita uma colocação fácil, sem folgas exageradas. Nas figuras 12.41 e 12.42 damos algumas indicações mínimas.



$Ø_1$	25	32	38	44	50
$Ø_2$	38	44	50	57	70
X	80	95	105	120	135
Y_1	110	130	140	150	190
Y_2	40	40	50	60	60
Z	120	140	170	190	220
L_2	125	155	180	210	240

Fig. 12.41 - Nichos para chumbadores com gancho



Ø	50	57	64	70	76
$X_{mínimo}$	220	260	280	300	320
$Y_{mínimo}$	350	410	440	520	530
T	250	300	320	400	400
Z	250	350	350	380	380
Barra trav. [	152	203	203	254	254
L_2	150	170	180	200	200
S	62	70	76	84	90

Fig. 12.42 - Nichos para chumbadores tipo CAM

CAPÍTULO 13

Escadas, corrimãos e passadiços

13.1 - Escadas

O acesso às partes mais altas das estruturas normalmente exige o emprego de escadas. Existem dois tipos de escada: as inclinadas ou de lances, cujo ângulo varia de 20° a 45°, sendo o ideal entre 23° e 30°, e as paralelas à estrutura, as chamadas escadas de marinheiro. A faixa de ângulo para cada tipo de escada é indicada na Fig. 13.1.

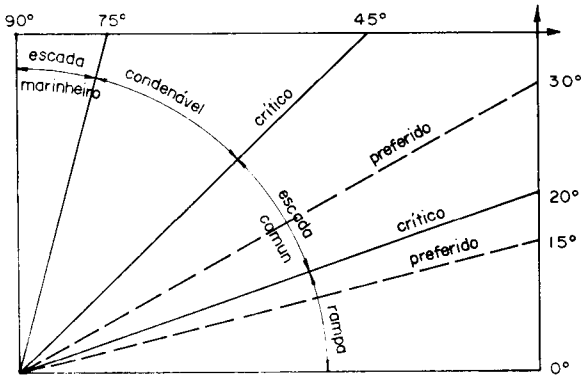


Fig. 13.1 - Quadro para determinação do tipo de escada, de acordo com a inclinação

1 - Escadas de lance

O pé-direito para cálculo dos degraus será considerado pela diferença de nível entre o topo do piso acabado superior e o inferior. A inclinação desejada tem como referência a linha de trabalho (PT a PT) paralela à viga-suporte da escada, distante do bordo superior desta 25 mm e coincidente com o topo do degrau (Fig. 13.2).

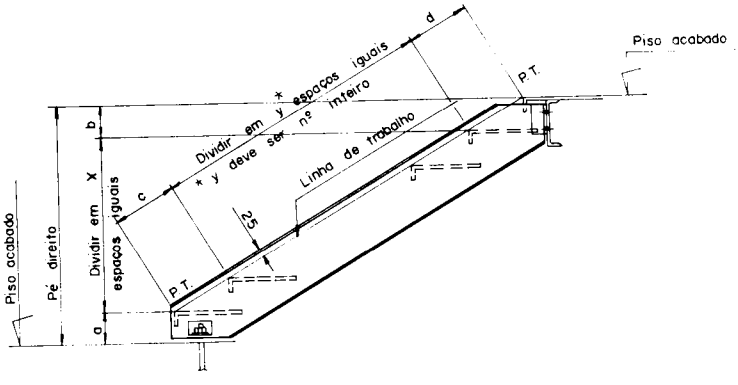


Fig. 13.2 - Locação dos pontos de trabalho e definição do ângulo

A largura da escada deve ser determinada em função da quantidade de pessoas que podem ter acesso a ela: uma, duas, três etc. (Fig. 13.3).

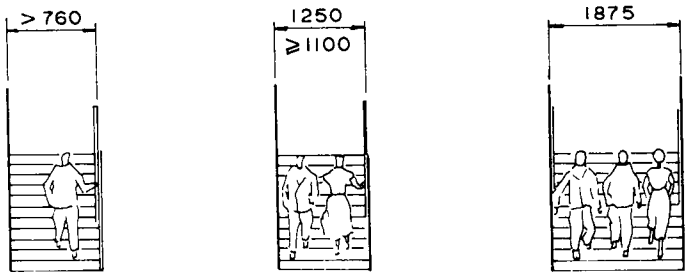


Fig. 13.3 - Largura da escada de acordo com o acesso

De acordo com as normas vigentes de arquitetura e segurança, é aconselhável a colocação de um patamar sempre que o número de degraus ultrapasse 17-20.

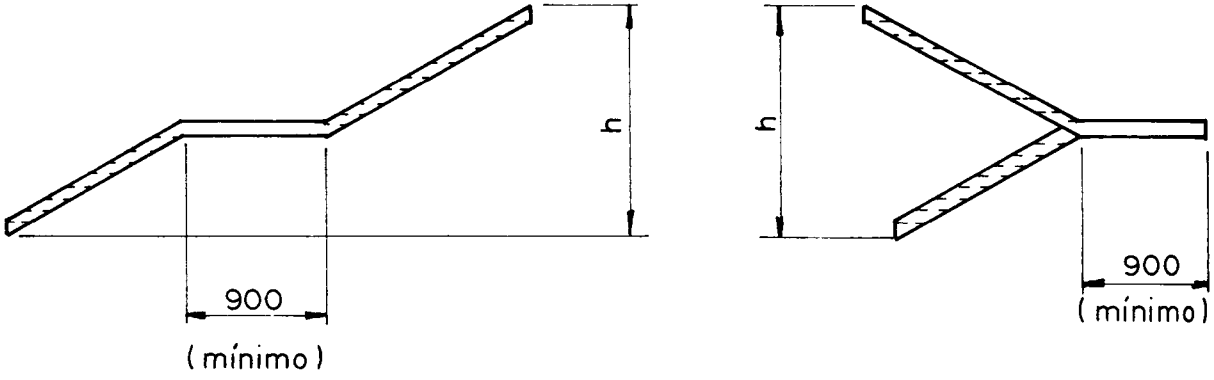


Fig. 13.4 - Inclusão de patamar em escadas

Com relação ao espelho e ao piso do degrau, as normas recomendam a relação 2h + p = 63, sendo h o espelho (altura do degrau) e "p", o piso. A Fig. 13.5.a mostra a maneira ideal de se posicionar os degraus. O projetista deve levar em conta, na determinação do ângulo da escada e no seu posicionamento, os limites úteis para acesso das pessoas (Fig. 13.5.b).

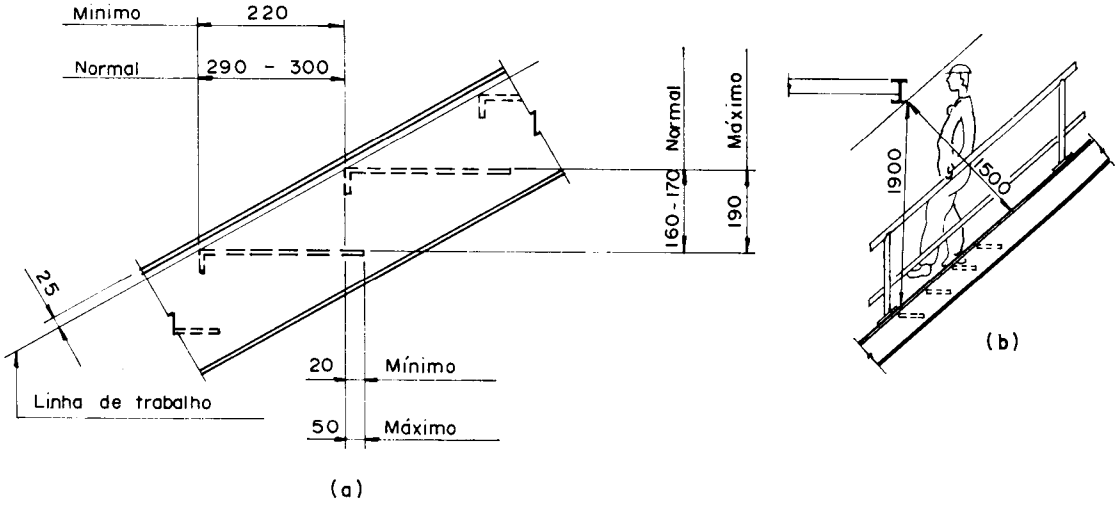


Fig. 13.5 - Dimensões úteis para construção

Tipos de degrau

A escolha do tipo de degrau está mais ligada à finalidade de uso da estrutura do que à sua função estrutural. Os tipos variam dos perfis em U voltados para cima e cheios de concreto (Fig. 13.6.a) aos formados por chapas xadrez dobradas (Fig. 13.6.b e c) e por grelhas padronizadas (Fig. 13.6.d). As figuras seguintes dão uma idéia geral sobre conexão de apoio, cotas, emendas etc. (Fig. 13.7).

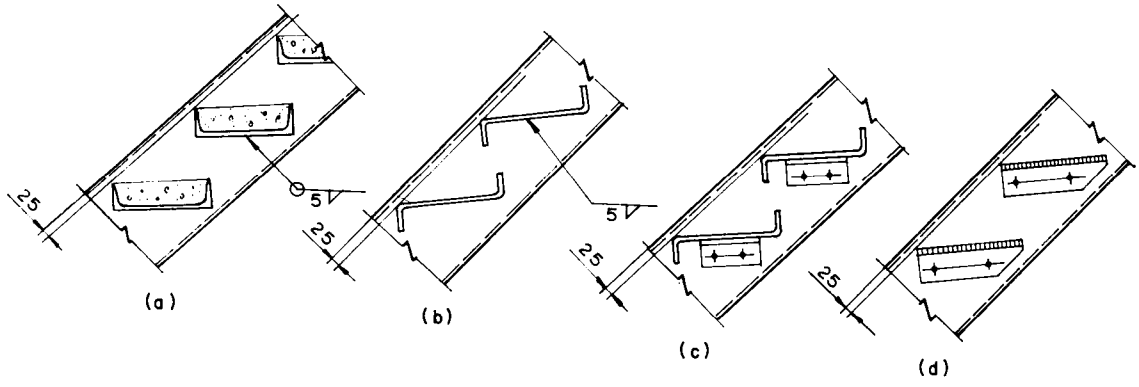


Fig. 13.6 - Tipos de degrau

Se as escadas forem muito estreitas e altas, poderão sofrer vibrações laterais desagradáveis. Nestes casos, é aconselhável a colocação de contraventamentos na parte inferior (Fig. 13.7.c).

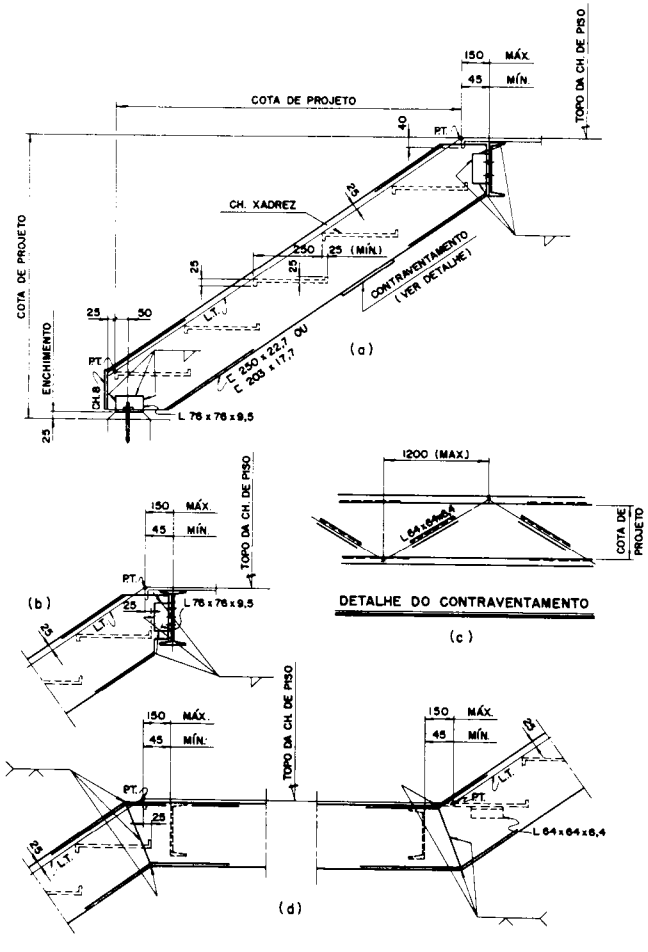
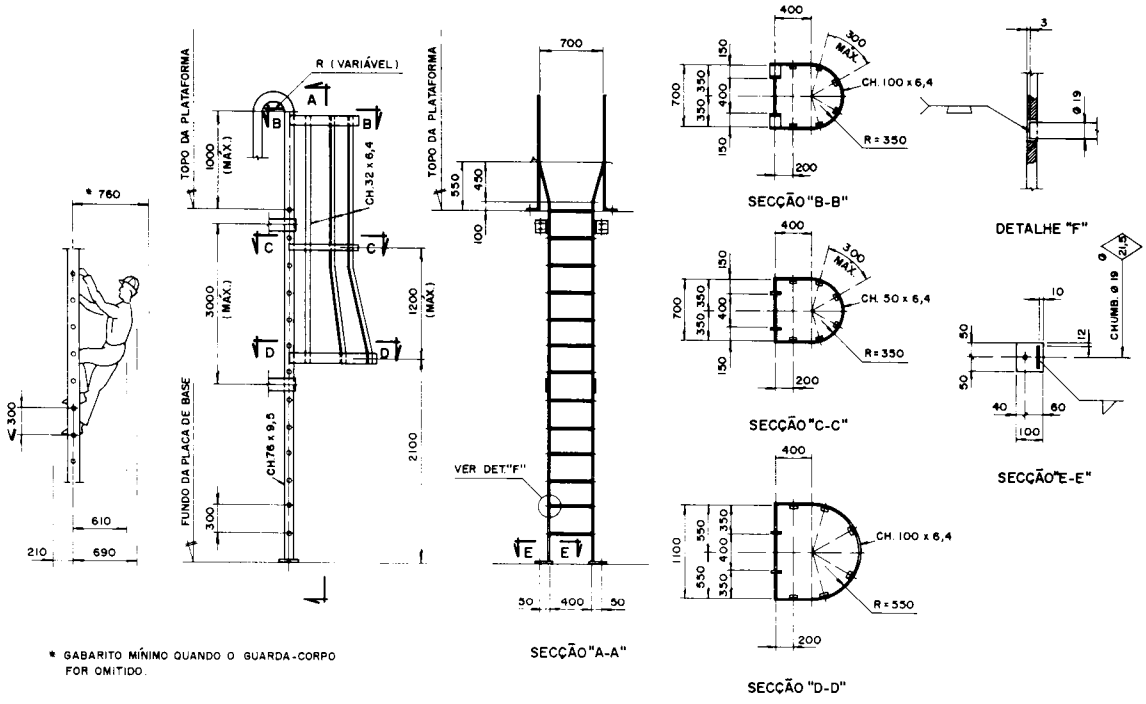


Fig. 13.7 - Detalhes típicos de escadas

13.1.2 - Escadas tipo marinheiro

Sua aplicação se prende mais a acessos nos locais em que a área não permite a instalação de escadas com lances, tais como: poços de visita, alguns acessos às pontes rolantes, torres de resfriamento etc. As normas de segurança recomendam que escadas com altura maior que 2.300 mm devem ter proteção. A Fig. 13.8 mostra uma escada típica com suas dimensões, materiais usuais e principais detalhes.



Notas:

1) Medidas em milímetros

2) O guarda-corpo pode ser dispensado quando o comprimento for ≤ 3.000 mm

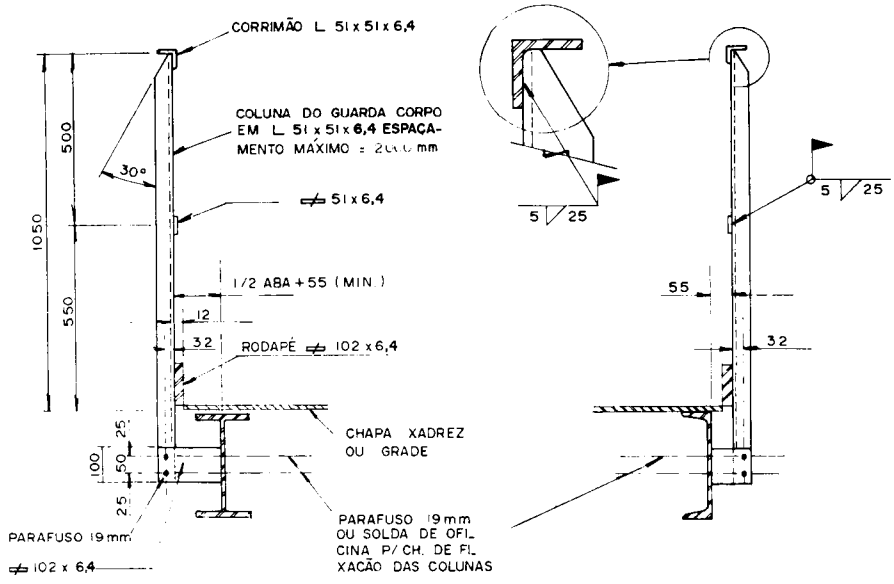
3) Comprimento máx. de cada lance de escada = 6.000 mm. Acima disso, usar patamar de descanso

Fig. 13.8 - Escada de marinheiro típica

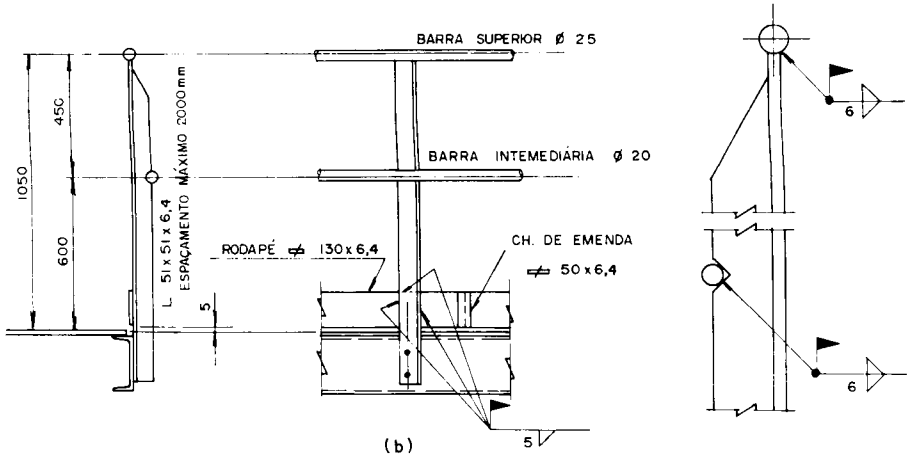
13.2 - Corrimãos

Como proteção lateral para as escadas e passadiços, normalmente são usados corrimãos. A proteção padrão consiste de um corrimão superior, um intermediário, montantes e chapas de rodapé. A altura total entre piso acabado e o topo do corrimão superior varia de 1.000 mm a 1.100 mm, e o espaçamento entre montantes não deve ultrapassar 2.100 mm, para o caso de corrimãos de cantoneira, e 1.500 mm, para os de tubo ou de barra redonda (Fig. 13.9). Nos corrimãos inclinados, dispensa-se a chapa de rodapé.

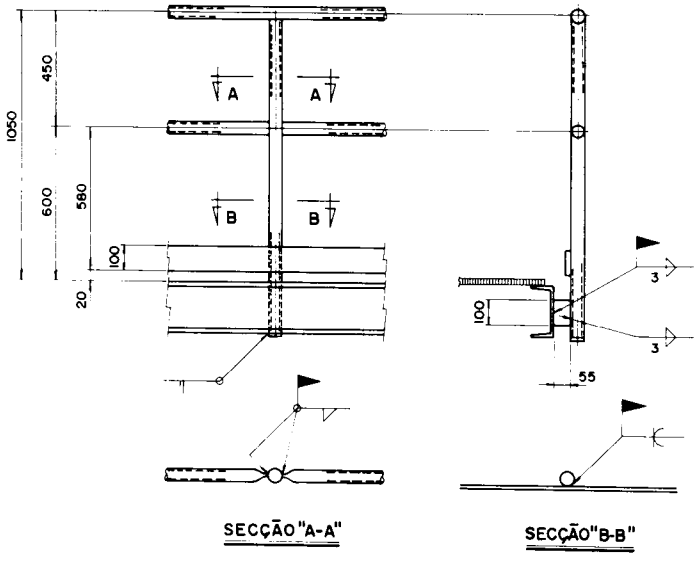
Os corrimãos são construídos de duas maneiras. A mais comum é enviar todo o material para o campo e montá-lo de acordo com o andamento da obra. A outra é construí-los em painéis na fábrica e enviá-los para a montagem.



(a)



(b)



(c)

Fig. 13.9 - Tipos de corrimão

13.3 - Passadiço

Os passadiços podem ser usados sobre a estrutura existente como forma de acesso a outras partes ou em estruturas independentes. Os materiais empregados são: chapa xadrez, chapa estirada e grelha com largura mínima de 600 mm (Fig. 13.10). Devem ser fixados por parafusos ou, o mais comum, por solda intermitente ou contínua (locais de alto índice de corrosão). As Tabelas C-29 e 30 indicam a espessura da chapa em função do vão e da carga.

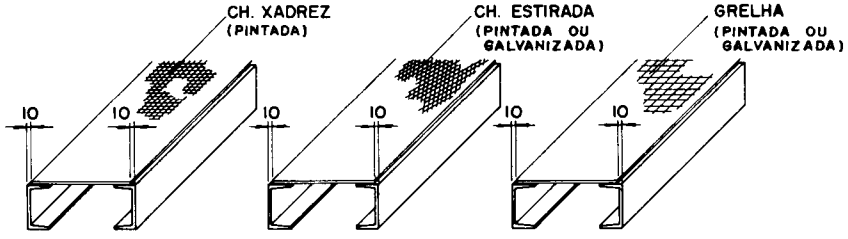


Fig. 13.10 - Tipos de piso

CAPÍTULO 14

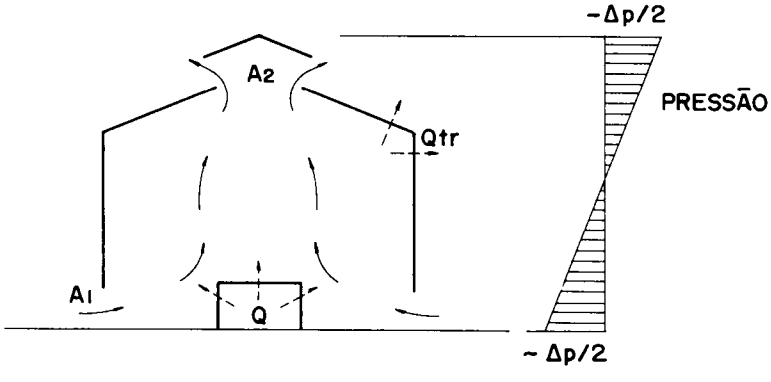
Ventilação natural

14.1 - Considerações gerais

Nos galpões em geral, principalmente os que sofrem com fontes irradiantes de calor, caso dos galpões siderúrgicos, há necessidade de ventilação natural ou forçada para regular o calor e a umidade, eliminar a poeira, os vapores e os gases provenientes do funcionamento dos equipamentos, e de renovar o ar dentro do galpão.

Para atingir esses objetivos é necessário fazer aberturas na parte inferior do galpão para entrada de ar e aberturas na parte superior, que são os "lanternins", para a saída do ar quente.

Entende-se como ventilação natural a renovação de ar provocada pelo vento ou pelo movimento ascendente do ar quente (Fig. 14.1).



A_1 - Seção de entrada do ar $\geq A_2$
A_2 - Seção de saída do ar
Q - Calor liberado pelo equipamento
Qt - Calor transmitido pelas paredes e cobertura
Ap - Variação de pressão em relação ao exterior
⟶ Circulação do ar
- — ➤ Calor

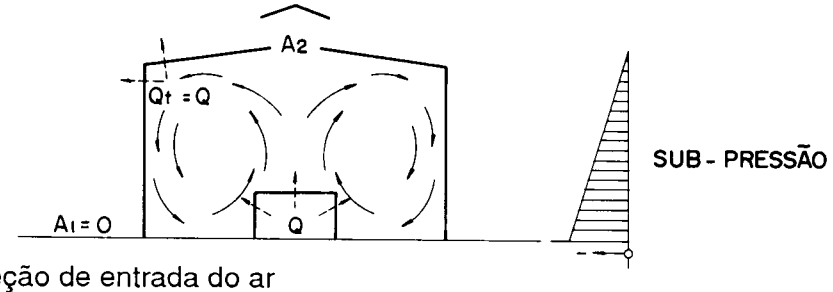
Fig. 14.1 - Galpão com tomada e saída de ar

Caso o vento seja insuficiente ou inadequado para construções em locais onde é liberada grande quantidade de calor, como em edifícios de aciaria, deve-se proceder a um estudo básico por um especialista no assunto, podendo ser necessário o uso de ventilação forçada.

A ventilação natural funciona mesmo no caso de não haver vento, devido ao "efeito de lareira", cuja influência é mais acentuada que a do vento.

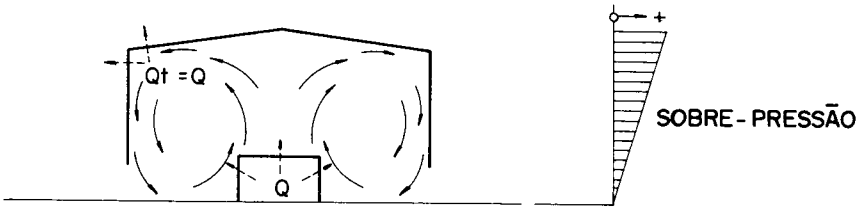
Para melhor realçar a importância das aberturas de entrada e saída de ar, serão feitas, a seguir, considerações sobre dois casos limites, ambos levando em conta a ausência do vento. O primeiro caso considera um galpão sem tomada de ar e o segundo considera um galpão com tomada de ar na parte inferior, porém sem saída na parte superior. Nos dois casos, as Figuras 14.2 e 14.3 esclarecem o comportamento do ar dentro da galpão.

Devemos lembrar que o sistema de tiragem, ou melhor, troca de ar, só será eficiente se as aberturas de entrada de ar forem iguais ou maiores do que as de saída.



A_1 - Seção de entrada do ar
A_2 - Seção de saída do ar
Q - Calor liberado pelo equipamento
Qt - Calor transmitido pelas paredes e cobertura
⟶ Circulação do ar
- — ➤ Calor

Fig. 14 2 - Galpão sem tomada de ar



Q - Calor liberado pelo equipamento
Qt - Calor transmitido pelas paredes e cobertura
⟶ Circulação do ar
- — ➤ Calor

Fig. 14.3 Galpão sem saída de ar

14.2 - Entradas de ar

As entradas de ar naturais nos galpões podem ser conseguidas por meio de aberturas sem nenhuma proteção para a chuva (Fig. 14.4.a), por meio de aberturas com proteção (Fig. 14.4.b) ou pelo meio mais comum: o uso de venezianas (Fig. 14.4.c) estrategicamente colocadas na parte mais baixa possível do tapamento. Normalmente, as venezianas são aproveitadas para melhorar a iluminação natural e a estética dos galpões e na sua confecção são usadas chapas translúcidas de PVC ou fiberglass em várias cores, proporcionando um aspecto mais agradável às fachadas dos galpões.

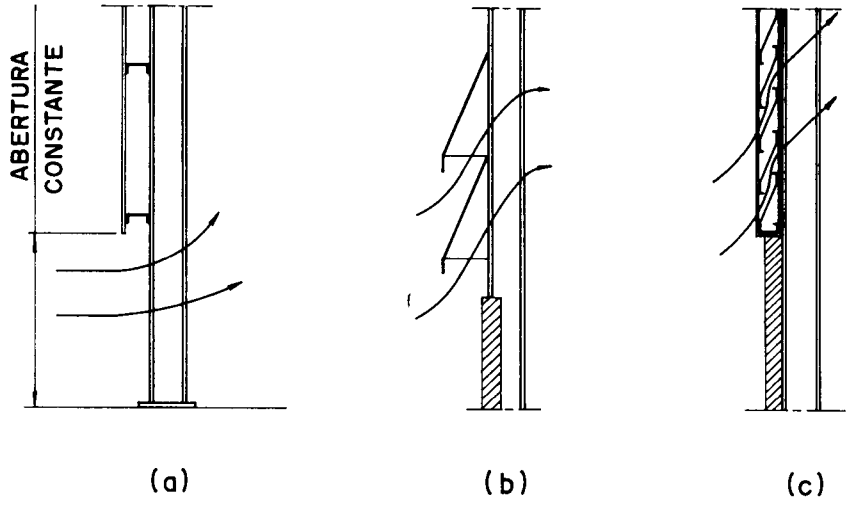
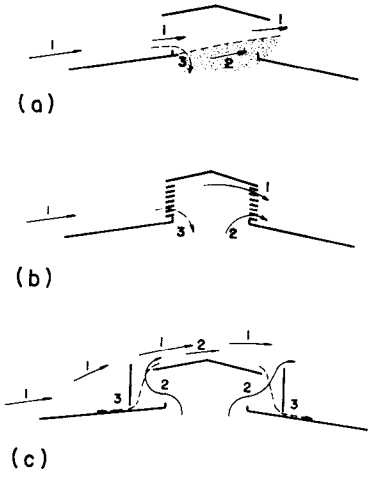


Fig. 14.4 - Entradas de ar

14.3 - Saídas de ar

As saídas de ar, para serem eficientes, devem estar localizadas na parte mais alta do galpão.

O sistema mais eficiente usado em galpões é o lanternim, que pode ser construído de várias maneiras e tamanhos, de acordo com a necessidade de cada caso. O lanternim mostrado na Fig. 14.5.a, constituído de simples aberturas, é o mais simples, mas apresenta como desvantagem a possibilidade de entrada de chuva com ventos e de retorno do ar quente com a entrada de ventos mais fortes. O mesmo poderá ocorrer com lanternim com venezianas mal projetadas (Fig. 14.5.b). O sistema de lanternim empregado na Fig. 14.5.c impede a entrada de chuva e é um dos mais eficientes. Como evolução deste, foram criados lanternins curvos (Fig. 14.6), os mais eficientes na tiragem de ar.



1 - Vento
2 - Saída de ar do galpão
3 - Chuva

Fig. 14.5 - Tipos de lanternim

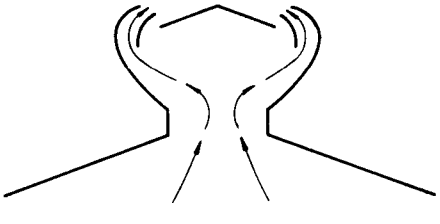


Fig. 14.6 - Lanternim curvo

14.4 - Detalhes construtivos

Apresentaremos a seguir algumas maneiras práticas de construção de lanternins (Fig. 14.7.a até e), aberturas para galpão tipo shed (Fig. 14.8) e alguns detalhes típicos de construção de venezianas (Fig. 14.9.a até f).

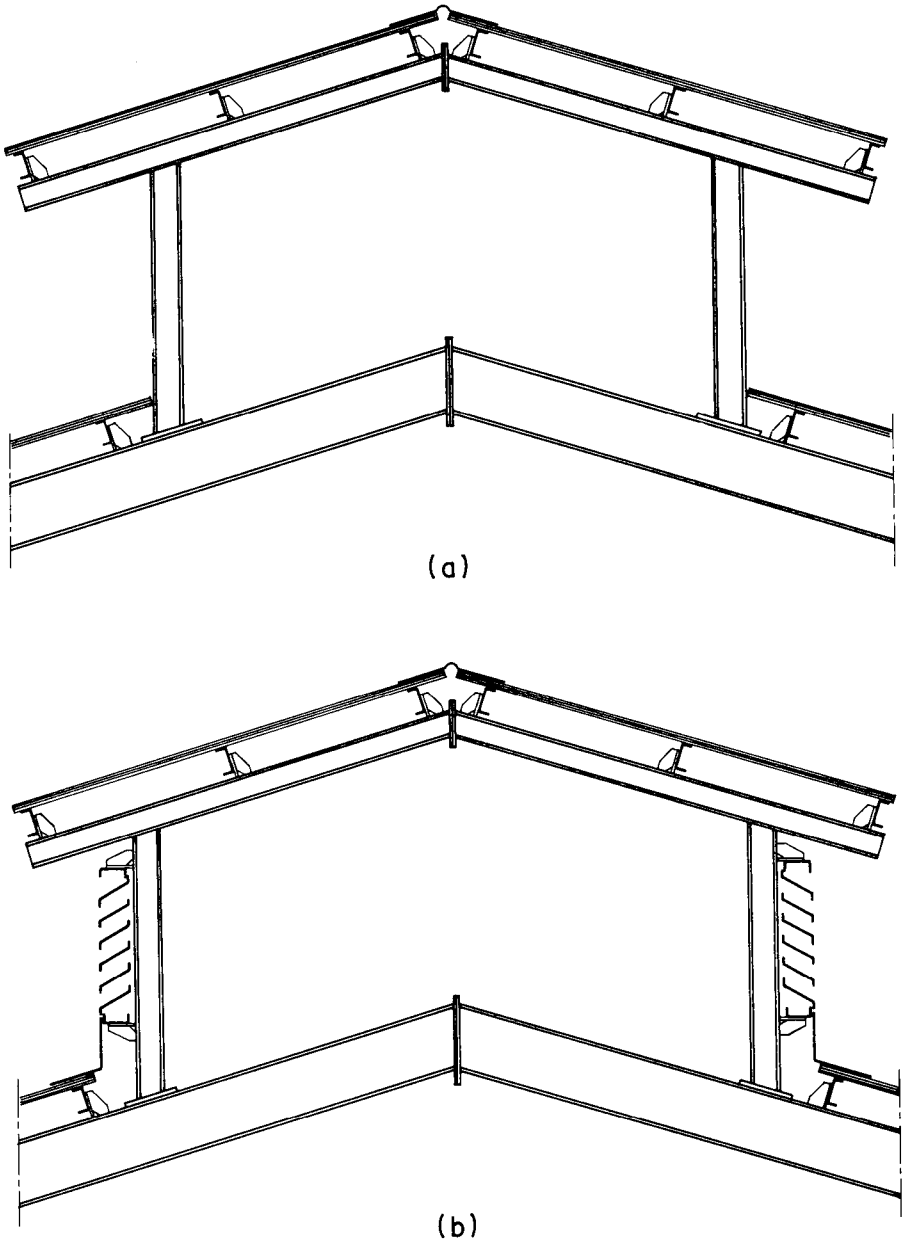


Fig. 14.7 - Tipos de lanternim

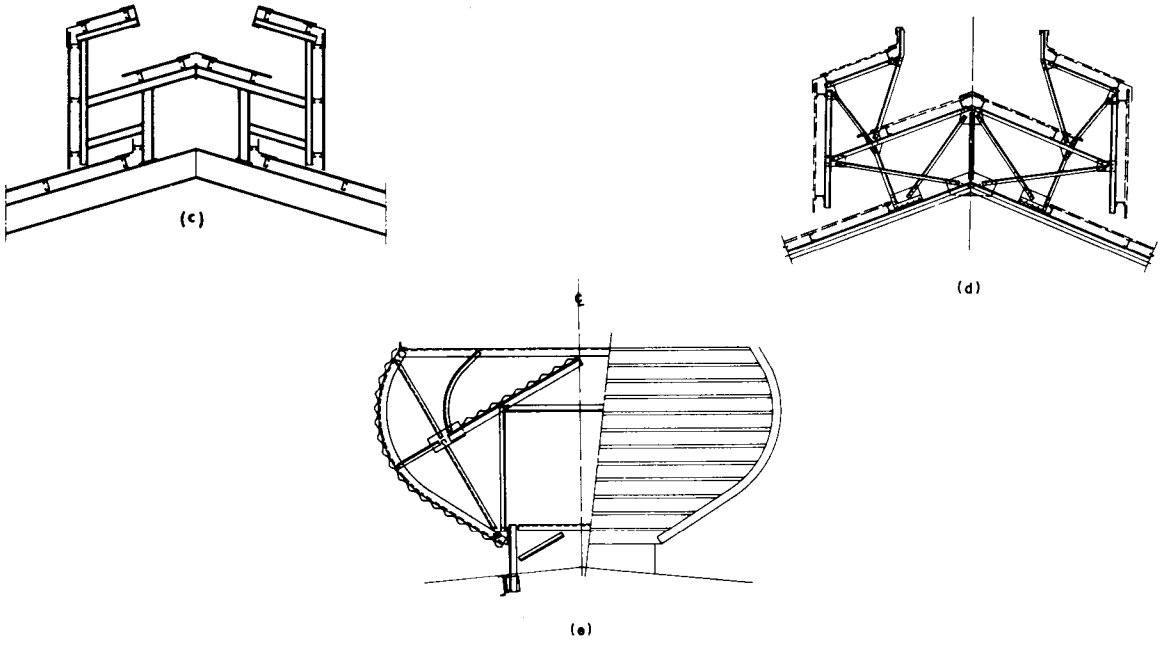


Fig. 14.7 - Tipos de lanternim (cont.)

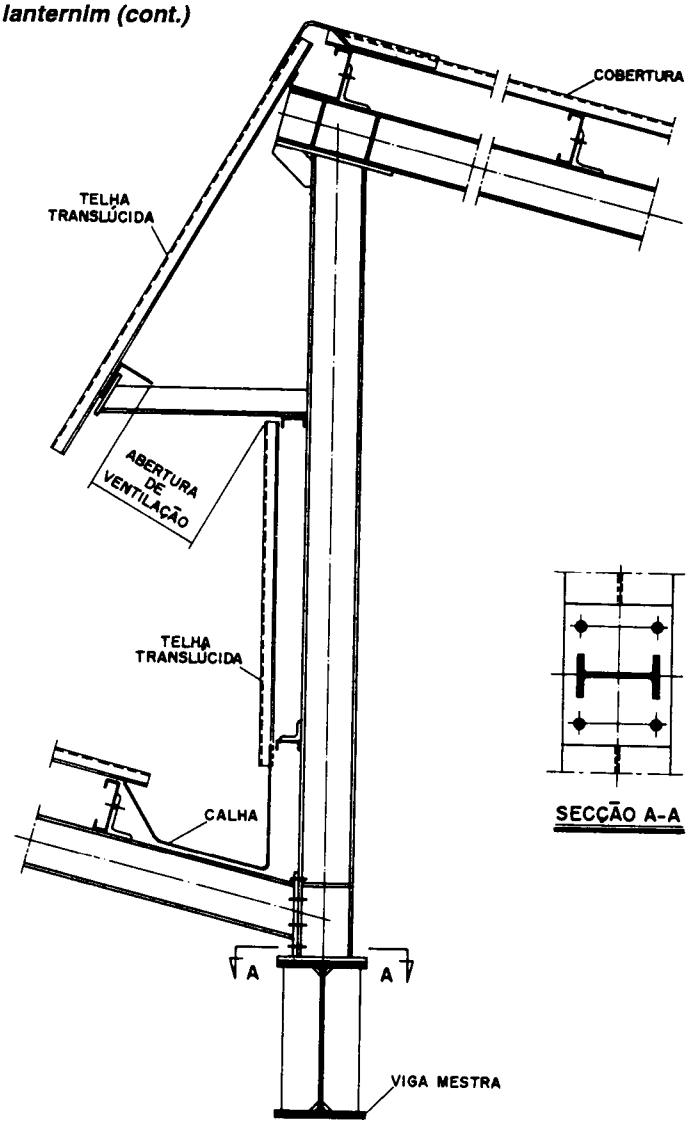


Fig. 14.8 - Aberturas para galpão tipo shed

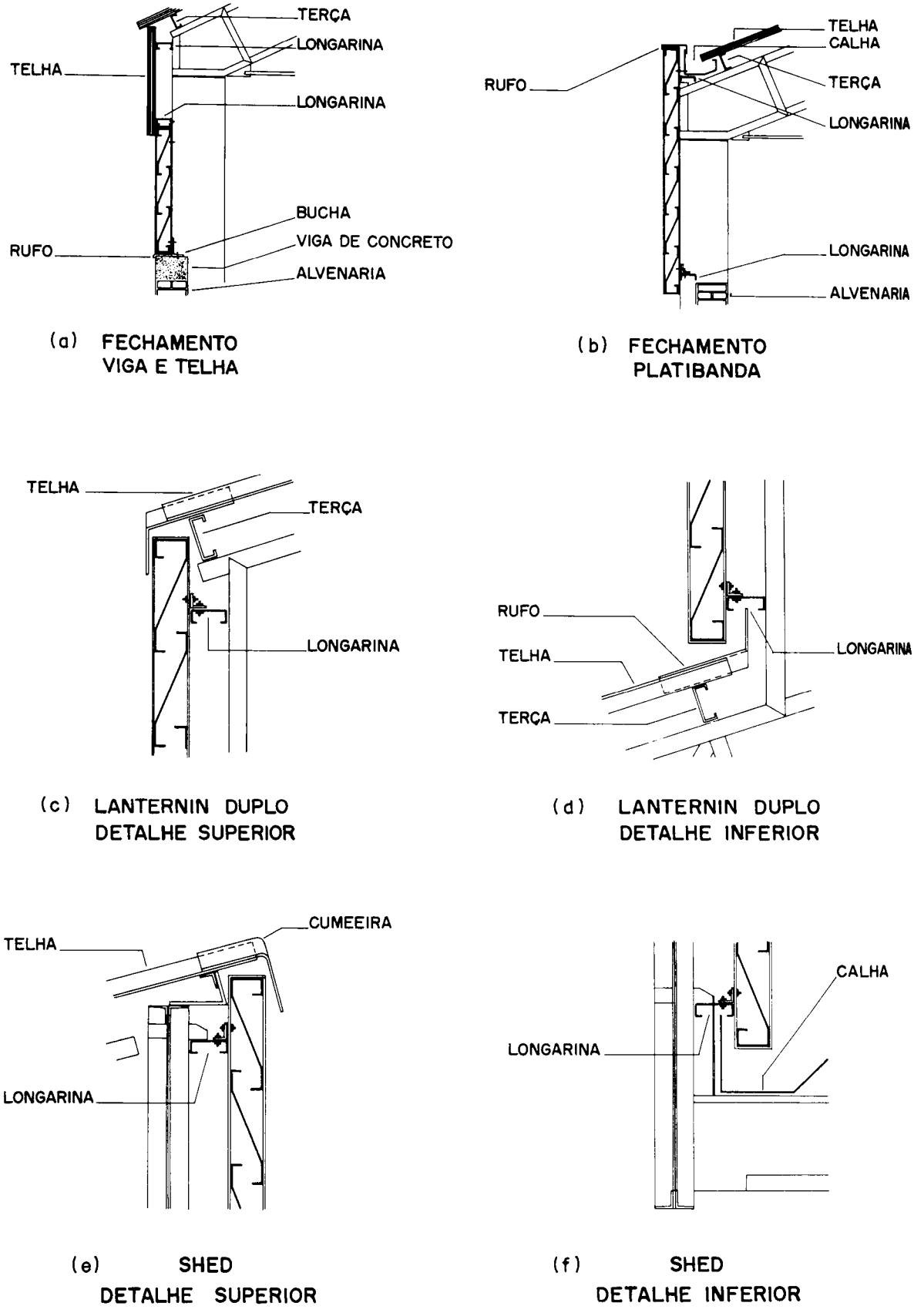


Fig. 14.9 - Detalhes de fixação de venezianas

CAPÍTULO 15

Calhas e tubos de descida

15.1 - Definição

As calhas e os tubos de descida de águas pluviais têm como finalidade o escoamento das águas da chuva que caem sobre o telhado (cobertura) (Fig. 15.1).

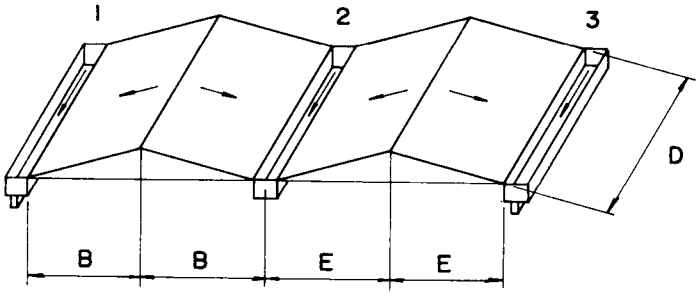


Fig. 15.1 - Telhado típico

15.2 - Calhas

Os principais materiais empregados na fabricação das calhas são chapa zincada e chapa preta, dobradas em formas diversas, de acordo com a necessidade do projeto. São também empregadas calhas em PVC, fiberglass, fibrocimento e alumínio.

A espessura mínima das calhas em chapa zincada ou preta deve ser de 0,95 mm e 1,5 mm, respectivamente, podendo chegar a 8 mm em construções com grandes áreas de cobertura. Nestes casos, procura-se ter uma calha com bastante largura, para funcionar também como passadiço (mínimo de 600 mm).

A inclinação das calhas deve ser, no mínimo, de 0,5%, podendo chegar a 0,2%, em casos excepcionais. As principais seções de calhas são mostradas na Fig. 15.2.

As calhas são ligadas aos tubos de descida por meio de peças de transição para facilitar o escoamento das águas (Fig. 15.3).

O projetista deve verificar a necessidade ou não de apoios intermediários (Fig. 15.4).

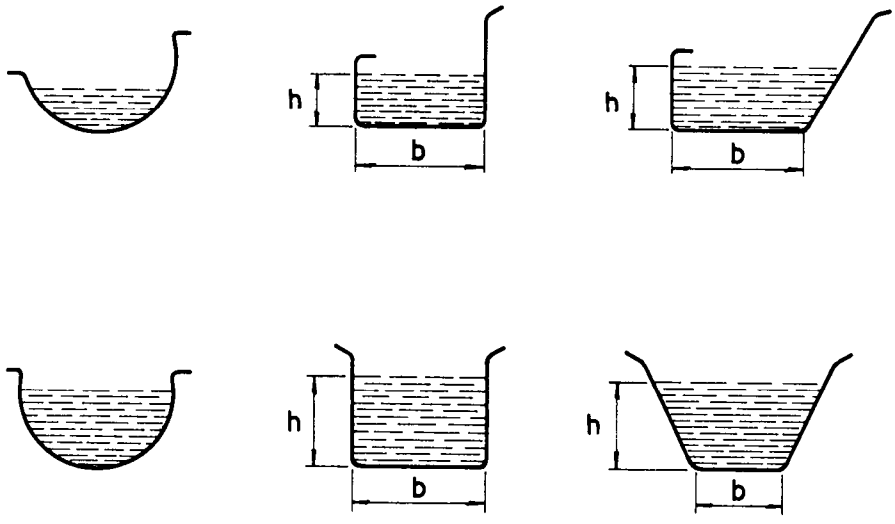


Fig. 15.2 - Seções de calha

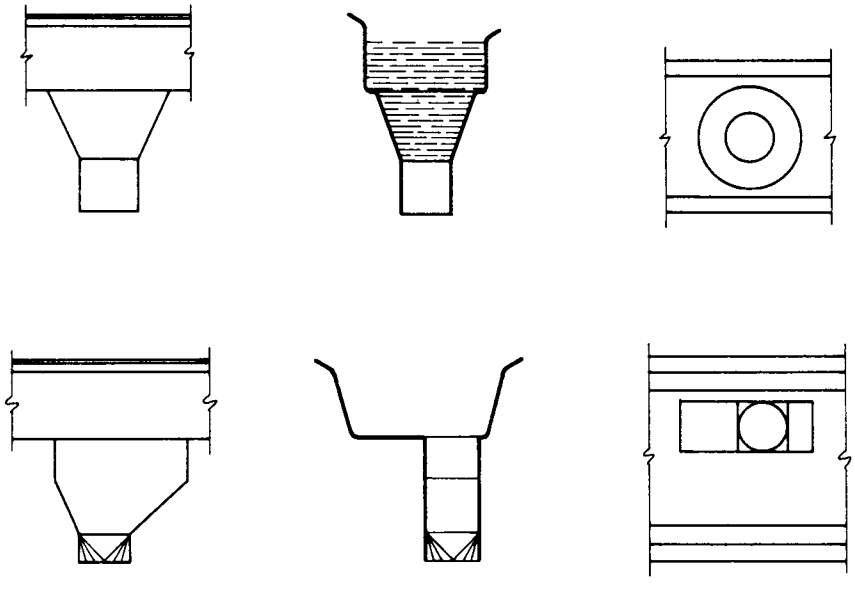


Fig. 15.3 - Tipos de transição

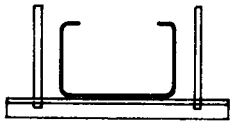


Fig. 15.4 - Suportes para apoios intermediários

15.3 - Tubos

Os principais materiais empregados na construção dos tubos de descida são: tubos de PVC; de chapa zincada; de ferrro fundido; de fibrocimento e de aço com costura (Fig. 15.5). Os diâmetros mais comuns encontrados no mercado são: 75, 90, 100, 125, 150, 200, 250 e 300 mm.

15.4 - Dimensionamento

Existem vários métodos, teóricos e práticos, para o dimensionamento das calhas e dos tubos de descida. Apresentaremos um método teórico, baseado nas leis da hidráulica, e outro prático, que, a nosso ver, atendem às necessidades com mais segurança.

1 - Método teórico

Para dimensionar calhas e tubos de descida são necessários os seguintes dados:

Calhas

Velocidade de escoamento em função da declividade "d". Em geral, d = 0,5% = 0,005 m/m

Vazão: "Q" através da calha, que depende da área "A" da cobertura em planta e da intensidade "I" das chuvas. A intensidade média brasileira é de I = 100 mm/h, mas para chuvas críticas, de grande intensidade e curta duração, adota-se I = 150 mm/hora.

$$Q = \frac{A \cdot I}{3.600} = \ell / s \text{ para } A = 1m^2 \quad Q = \frac{150}{3.600} = 0{,}042\ \ell / s$$

Pela fórmula de Manning, tem-se:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S \cdot (Rh)\ 2^{2/3} \cdot \sqrt{d} = m^3/s$$

n = coeficiente que depende da superfície da calha = 0,011 (para superfícies lisas metálicas)

$$Rh = \frac{S}{P} \quad \text{(raio hidráulico)}$$

S = área de seção transversal da calha

P = perímetro molhado da calha

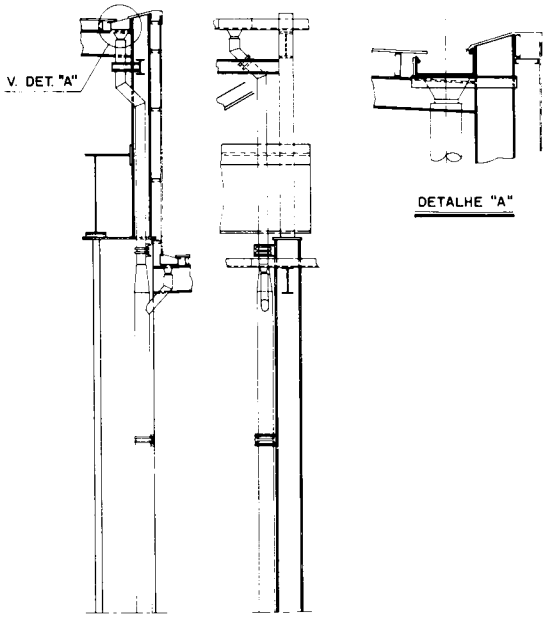


Fig. 15.5 - Tubos de descida

Para uma calha retangular cuja base é igual a duas vezes a sua altura, tem-se:
Rh = S/P = 2h . h/4h = h/2, sendo h em metros.

Admitindo-se n = 0,011 e d = 0,005 m/m, as dimensões da calha são obtidas pela fórmula simplificada:

$$h = \sqrt[3]{Q \cdot 0{,}12}\ \text{(m) ou}\ h = \sqrt[3]{5A}\ \text{(cm)} \qquad \text{sendo A em m}^2$$

A seção indicada das calhas é a seção final. Caso tenhamos grandes comprimentos, devido à posição preestabelecida dos tubos de descida, é mais econômico fazer a calha com seção variável, fixando-se a largura e variando-se a altura (Fig. 15.6).

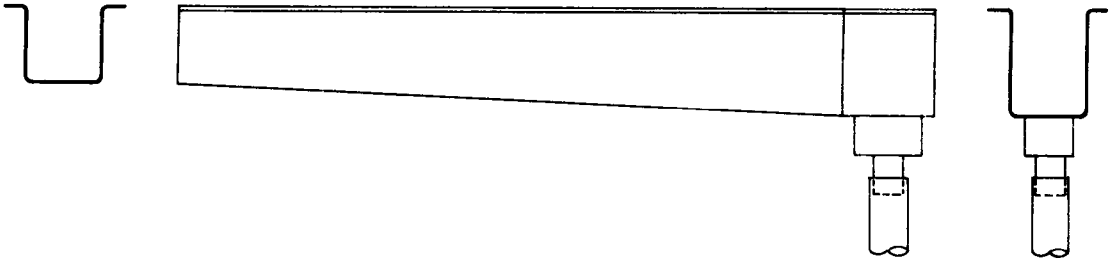


Fig. 15.6 - Calha com seção variável

Tubos de descida

Para cálculo dos tubos de descida, adota-se para a vazão a fórmula:

$Q = C.S.H^n$ sendo:

Q = Vazão em m^3/s

C = Coeficiente variável 0,3 a 0,7, adotando-se o menor valor por precaução

S = Área do condutor em m^2

H^n = Carga hidráulica = $\sqrt{2g \cdot h}$

Portanto, $Q = 0{,}3 \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot h}$, sendo h a altura da lâmina d'água sobre o condutor em m.

Partindo desta equação e sabendo-se que: $Q = \dfrac{A \cdot I}{3.600}$ e $S = \pi D^2/4$ e fazendo-se as transformações, temos:

$D = 2\sqrt{A / \sqrt{h}}$ sendo A em m^2, h = cm e o resultado será D = cm

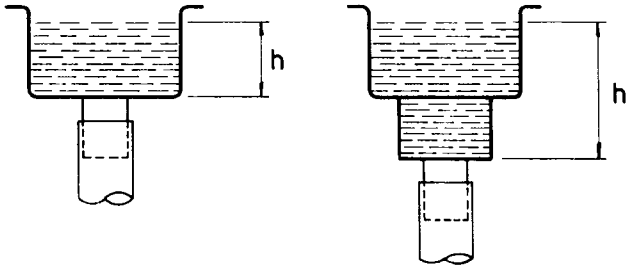
Para auxiliar os projetistas, damos na Tabela 15.1 o diâmetro do tubo e a vazão permitida para várias alturas de lâmina d'água.

Tabela 15.1

D mm	S m²	Q (ℓ/s)				
		Altura (h)				
		10 cm	20 cm	30 cm	40 cm	50 cm
75	0,0044	1,85	2,62	3,20	3,70	4,13
90	0,0063	2,65	3,74	4,58	5,30	5,92
100	0,0078	3,28	4,64	5,68	6,56	7,33
125	0,0123	5,17	7,31	8,95	10,34	11,56
150	0,0177	7,44	10,52	12,88	14,88	16,63
200	0,0314	13,20	18,67	22,86	26,40	29,51
250	0,0491	20,63	29,18	35,74	41,29	46,14
300	0,0707	29,71	42,00	51,46	59,45	66,44

$Q = 0{,}3 \times S \times \sqrt{2\,gh}$

$Q = 1{,}329 \times \pi\, D^2/4 \times \sqrt{h} = 1{,}044 \times D^2 \times \sqrt{h}\ m^3/s$



2 - Método prático

Calhas

Considera-se que a seção útil de cada calha (Sc) tenha 2 cm² por m² de telhado em planta, com inclinação de 0,5% a 1%.

$Sc\ (cm^2) = 2A\ (m^2)$

Tubos de descida

Considera-se que a seção do tubo de descida (St) tenha 1 cm² por m² de telhado em planta.

$St\ (cm^2) = A\ (m^2)$ Sem caixa de pressão

$D = \sqrt{4A/\pi} \quad \therefore \quad 2\sqrt{A/\pi} = 1{,}13\sqrt{A}$

Para o bom funcionamento dos tubos de descida, é importante que eles tenham caixa de pressão. Neste caso, os tubos devem ser dimensionados pela fórmula teórica, mas com h, no máximo, igual a 50 mm (Fig. 15.7).

$D = 2\sqrt{A/\sqrt{h}}$

h (cm)	D (m)
20	$0{,}95\sqrt{A}$
30	$0{,}85\sqrt{A}$
40	$0{,}80\sqrt{A}$
50	$0{,}75\sqrt{A}$

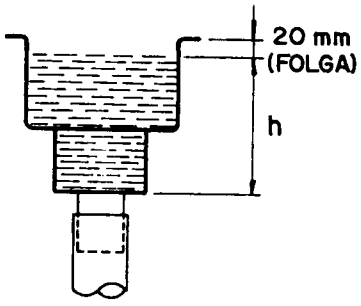


Fig. 15.7

Exemplo 15.1 - Dimensionar as calhas e tubos de descida para a cobertura dada na Fig. 15.8

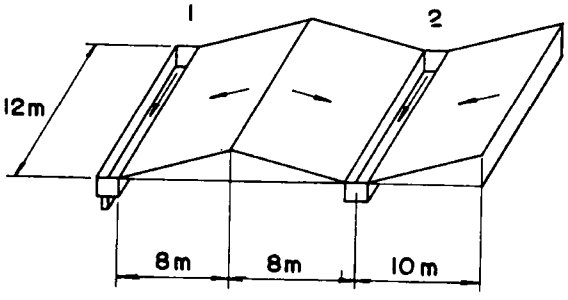


Fig. 15.8

Método teórico

1 - Calha extrema

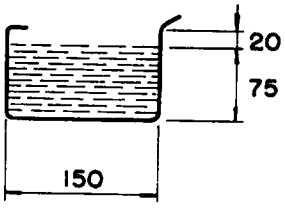
$A = 12 \times 8 = 96 m^2$

$I = 150 mm / h \quad d = 0{,}5\%$

$h = \sqrt[3]{Q \times 0{,}12}$ (m)

$h = \sqrt[3]{5 \times A}$ (m)

$h = \sqrt[3]{5 \times 96} = 7{,}8 cm \cong 7{,}5 cm$



(a)

$Sc = 7{,}5 \times 15 = 112{,}5 > 96 cm^2$ OK

Tubos de descida

$D = 2\sqrt{A / \sqrt{h}}$

$D = 2\sqrt{96 / \sqrt{7{,}5}} = 11{,}84 cm$

Usar D = 125 mm s / caixa

Com caixa de 22,5cm

$h = 22{,}5 + 7{,}5 = 30$

$D = 2\sqrt{96 / \sqrt{30}} = 8{,}4 cm$

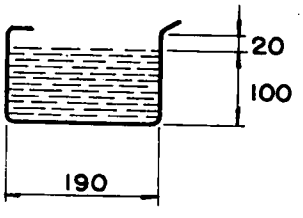
Usar D = 90mm

Método teórico

1 - Calha extrema

$Sc\ (1\ cm^2) = 2A\ (m^2)$

$Sc = 2 \times 96 = 192\ cm^2$



(b)

$Sc = 19 \times 10 = 190\ cm^2 \sim 192\ cm^2$ OK

Tubo de descida

$St = (cm^2) = A\ (m^2)$

$D = 2\sqrt{A / \pi}$

$D = 2\sqrt{96 / \pi} = 11 cm$

Usar D = 125mm s / caixa

Com caixa de 22,5cm $\rightarrow$ h = 30

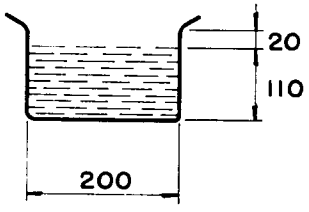
$D = 0{,}85\sqrt{A} = 8{,}3 cm$ = Tubo de 90mm

2 - Calha central

$A = 12\,(8 + 10) = 216\,m^2$

$h = \sqrt[3]{5 \times 216} = 10{,}2\,cm^2$

$Sc = 20 \times 11 = 220 > 216\,cm^2$ OK



(c)

Tubo de descida

$D = 2\sqrt{216 / \sqrt{11}} = 16{,}1\,cm$ s / caixa

Usar D = 200mm

Com caixa de 20cm, h = 31

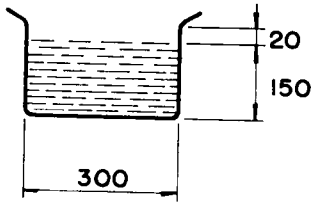
$D = 2\sqrt{216 / \sqrt{31}} = 12{,}4\,cm$

Usar D = 125mm

Calha central

$Sc = 2 \times 216 = 432\ cm^2$

$Sc = 15 \times 30 = 450 > 432\ cm^2$ OK



(d)

Tubo de descida

$St = A\,cm^2$

$D = 1{,}13\sqrt{A}$

$D = 1{,}13\sqrt{216} = 16{,}6\,cm$ s / caixa

Usar D = 200mm

Com caixa de 20cm

h = 35 (20 + 15)

$D \cong 0{,}85\sqrt{A}$

$D = 0{,}85\sqrt{216} = 12{,}5\,cm$

Usar D = 125mm

CAPÍTULO 16

Fadiga

16.1 - Introdução

Se um elemento estrutural ou conexão estão sujeitos a uma variação cíclica de cargas, eles podem falhar após um certo número de aplicações, mesmo se a máxima tensão em um simples ciclo for menor que a tensão de escoamento do material, da solda ou do parafuso.

A Fig. 16.1 apresenta elementos estruturais típicos sujeitos a um ciclo de cargas e mostra a variação de tensão ao longo do tempo, indicando os limites máximo (σ máx) e mínimo (σ min).

Uma fissura será iniciada por meio de descontinuidade mecânica ou metalúrgica e se propagará pelo material com sucessivas repetições de carga, até que a parte afetada perca sua capacidade de suportar a carga. Este fenômeno de fratura é conhecido como ***fadiga***.

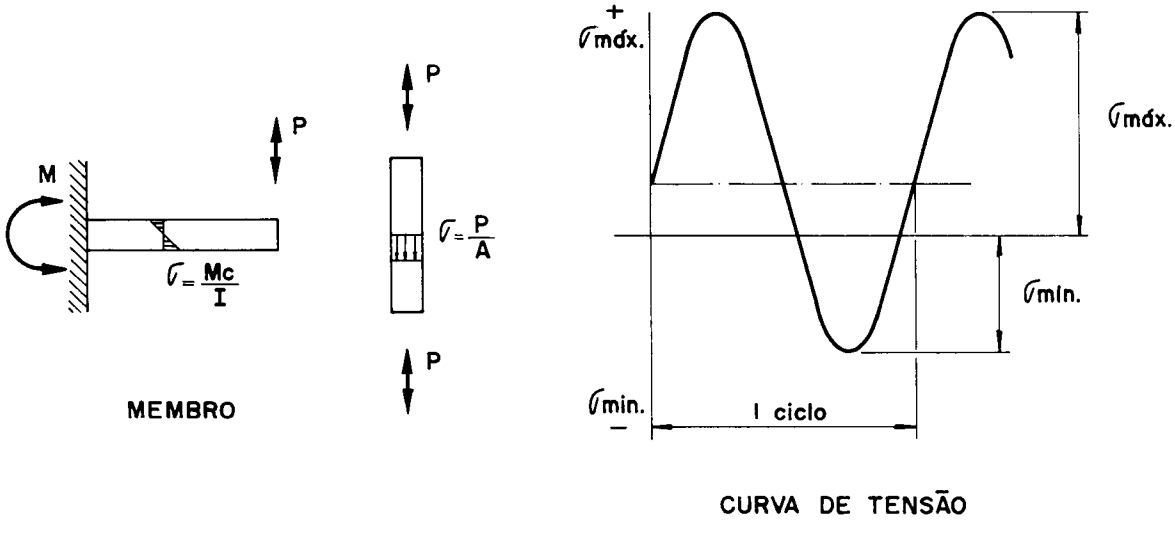


Fig. 16.1 - Elemento estrutural sujeito a variação cíclica de carga

Nas Fig. 16.2.a até 16.2.e são apresentados ciclos com diferentes relações de R entre tensão mínima e máxima.

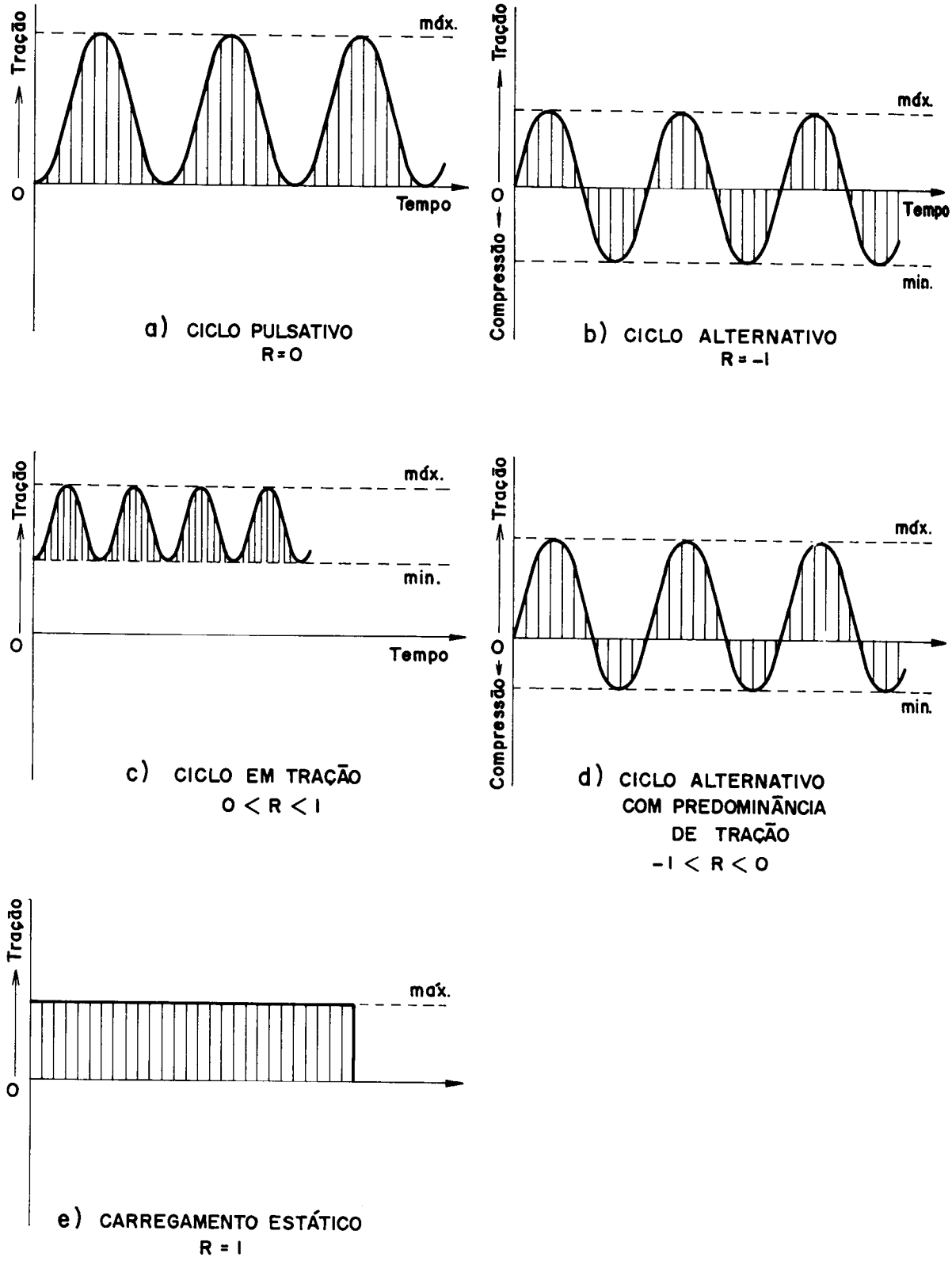


Fig. 16.2 - Esquema ilustrativo de variação de carga

A curva da Fig. 16.3 representa as tensões que provocam fadiga (com R = 1 entre a mínima e a máxima) em função do número de ciclos obtidos em ensaios de vigas em rotação (curva de Wohler).

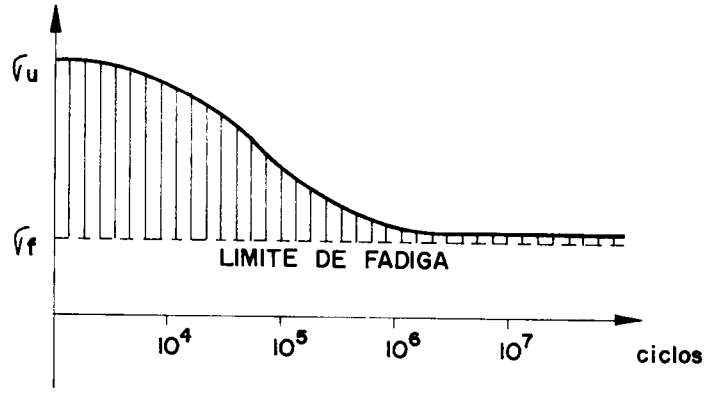


Fig. 16.3 - Curva de ensaio de vigas em rotação

A especificação mais completa e de fácil entendimento que seguiremos é a do AISC/1989, que diz: "Se for aplicado a uma peça um determinado carregamento mais de 20.000 vezes durante sua vida útil, a peça deverá ter sua resistência à fadiga verificada de acordo com as exigências do item 16.2. Se a peça está sujeita menos de 20.000 vezes a um carregamento durante sua vida útil, não é necessário fazer verificação à fadiga. Entretanto, a estrutura deverá ser projetada, detalhada e fabricada de forma a minimizar concentrações de tensões e mudanças abruptas de seção transversal".

Nos dois casos, as peças também devem ser verificadas de acordo com as outras prescrições.

A faixa de variações de tensões atuantes (tensões normais ou tensões de cisalhamento) num ponto qualquer deve ser determinada pela diferença algébrica dos valores máximo e mínimo da tensão considerada nesse ponto. A determinação das tensões atuantes deve ser feita por meio de análise elástica, usando propriedades elásticas das seções transversais.

16.2 - Faixa admissível de variação de tensões

1 - Condições de carregamento - Número de ciclos

São consideradas quatro condições de carregamento, em função do número de ciclos de solicitações, durante a vida útil da estrutura, conforme Tabela 16.1.

Tabela 16.1 - Número de ciclos de solicitações durante a vida útil

Condições de carregamento	de	até
1	20.000[a]	100.000[b]
2	100.000	500.000[c]
3	500.000	2.000.000[d]
4	> 2.000.000	

(a) Equivale a aproximadamente uma aplicação por dia, durante 50 anos

(b) Equivale a aproximadamente 5 aplicações por dia, durante 50 anos

(c) Equivale a aproximadamente 25 aplicações por dia, durante 50 anos

(d) Equivale a aproximadamente 100 aplicações por dia, durante 50 anos

Como referência na determinação do número de ciclos de solicitação, a vida útil da estrutura não deve ser considerada inferior a 50 anos, a menos que haja indicação contrária.

2 - Classificação dos detalhes

Os detalhes estão divididos em oito classes: A, B, B', C, D, E, E', e F, como indicado na Tabela 16.3. Exemplos típicos estão ilustrados na Fig. 16.4. A classificação do detalhe depende não somente de sua geometria, mas também do tipo de tensão presente. O tipo de tensão é indicado na Tabela 16.2 por " s ", para tensões normais, e por " t " para tensões de cisalhamento. Para tensões normais, a direção é indicada pelas setas nos exemplos da Fig. 16.4.

3 - Faixa admissível de variação de tensões

Na Tabela 16.3 são dadas faixas admissíveis de variação de tensões, conforme o AISC/89, válidas também conforme a NBR 8800. Essas faixas foram obtidas a partir de numerosos ensaios de fadiga e aplicam-se apenas a estruturas de edifícios (industriais ou não industriais).

Tabela 16.2 - Faixa admissível de variação de tensões

Classe de detalhe	1 20.000 a 100.000			2 100.000 a 500.000			3 500.000 a 2.000.000			4 > 2.000.000		
	Ksi	MPa	tf/cm²	Ksi	MPa	tf/cm²	Ksi	MPa	tf/cm²	Ksi	MPa	tf/cm²
A	63	435	4,43	37	255	2,60	24	166	1,69	24	166	1,69
B	49	338	3,45	29	200	2,04	18	124	1,27	16	110	1,12
B '	39	269	2,74	23	159	1,62	15	103	1,05	12	83	0,84
C	35	241	2,46	21	145	1,48	13	90	0,91	10	69(a)	0,70
D	28	193	1,97	16	110	1,12	10	69	0,70	7	48	0,49
E	22	152	1,55	13	90	0,91	8	55	0,56	5	34	0,35
E '	16	110	1,12	9	62	0,63	6	41	0,42	3	21	0,21
F	15	103	1,05	12	83	0,84	9	62	0,63	8	55	0,56

(a) Para a tensão normal de flexão calculada na interseção da face externa da solda com o metal-base, em almas e mesas de vigas, na região adjacente a enrijecedores transversais soldados, pode ser usada na faixa de 83 MPa (0,84 tf/cm²).

4 - Fadiga em parafusos

Em ligações parafusadas sujeitas a fadiga só devem ser usados parafusos ASTM A325 ou A490, adequadamente torqueados e com furos-padrão, (ver capítulo 4). Quando a ligação estiver sujeita à inversão de sinal das tensões, ela dever ser feita somente por atrito.

Tabela 16.3 - Detalhes

Condição geral	Situação	Tipo de tensão	Classe	Exemplos ilustrativos (ver Fig. 16.4) (a)
Material simples	Metal-base com superfícies laminadas ou usinadas. Bordas cortadas a maçarico, com rugosidade superficial média não superior a 25 micra.	σ	A	1, 2
Perfis soldados	Metal-base e metal da solda em barras sem acessórios, compostas de chapas ou de perfis, ligados por soldas contínuas de entalhe de penetração total, ou por soldas contínuas de filete, paralelas à direção das tensões aplicadas.	σ	B	3, 4, 5, 6
	Metal-base e metal da solda em barras sem acessórios, compostas de chapas ou de perfis, ligados por soldas de entalhe de penetração total, quando não forem removidas barras de espera, ou por soldas de entalhe de penetração parcial, paralelas à direção das tensões aplicadas.	σ	B"	3, 4, 5, 6
	Tensão normal de flexão calculada na interseção da face externa da solda com o metal-base, em almas e mesas de vigas, na região adjacente a enrijecedores transversais soldados.	σ	C	7
	Metal-base na extremidade de lamelas soldadas com largura inferior à da mesa da viga e com extremidades esquadrejadas ou biseladas, com ou sem soldas ao longo da borda transversal, ou com largura superior à da mesa da viga, com soldas ao longo da borda transversal. Espessura da mesa > 20 mm	σ σ	E E'	5 5
	Metal-base na extremidade de lamelas soldadas com largura superior à da mesa da viga e sem soldas ao longo da borda transversal.	σ	E'	5
Soldas de entalhe	Metal-base e metal da solda em emendas com soldas de entalhe de penetração total, de partes que tenham seção transversal similar, devendo essas soldas ser niveladas com o metal-base através de esmerilhamento na direção da tensão aplicada; a qualidade das soldas deve ser **garantida** por inspeção radiográfica ou ultra-sônica, conforme AWS D1.1.	σ	B	10,11
	Metal-base e metal de solda em emendas com soldas de entalhe de penetração total, com transições de largura ou de espessura, tendo inclinações não superiores a 1 para 2,5; as soldas devem ser esmerilhadas na direção da tensão aplicada, de forma a atender a essa limitação; a qualidade das soldas deve ser **garantida** por inspeção radiográfica ou ultra-sônica, conforme AWS D1.1.			
	Metal-base aço ASTM A 514 ou equivalente.	σ	B'	12,13
	Outros metais-base.	σ	A	12,13

Tabela 16.3 - Detalhes (continuação)

Condição geral	Situação	Tipo de tensão	Classe	Exemplos ilustrativos (ver Fig. 16.4) (a)
Soldas de entalhe	Metal-base e metal da solda em emendas com soldas de entalhe de penetração total, com transições de largura ou de espessura tendo inclinações não superiores a 1 para 2,5, ou sem transições, quando o excesso de solda não for removido; a qualidade das soldas deve ser **garantida** por inspeção radiográfica ou ultra-sônica, conforme AWS D1.1.	σ	C	10, 11, 12, 13
Soldas de entalhe de penetração parcial	Metal da solda de entalhe transversal e de penetração parcial, baseada na seção efetiva da garganta da solda ou soldas.	σ	F[(b)]	16
Ligações com soldas de filete	Metal-base adjacente a soldas intermitentes de filete.	σ	E	
	Metal-base em ligações com soldas de filete na extremidade de barras sujeitas a forças normais. As soldas devem ser dispostas em relação ao eixo da barra, de tal forma que este contenha o centro de gravidade dos cordões de solda. $b \leq 25$ mm $b > 25$ mm	σ σ	E E	17,18 17,18
	Metal-base em barras ligadas por soldas de filete transversais. $b \leq 12$ mm $b > 12$ mm	σ	C ver nota b	20,21
Soldas de filete	Metal da solda em soldas de filete contínuas ou intermitentes, dispostas na direção longitudinal ou transversal às tensões atuantes.	τ	F[(b)]	15, 17, 18 20, 21
Soldas de tampão em furos ou rasgos	Metal-base adjacente a soldas de tampão em furos ou rasgos.	σ	E	27
	Cisalhamento em soldas de tampão em furos ou rasgos	τ	F	27

Tabela 16.3 - Detalhes (continuação)

Condição geral	Situação	Tipo de tensão	Classe	Exemplos ilustrativos (ver Fig. 16.4) (a)
Ligações com parafusos	Metal-base da seção bruta de ligações por atrito com parafusos de alta resistência. Excetuam-se os casos de ligações sujeitas a forças normais que possam produzir flexão fora do plano do material da ligação.	σ	B	8
	Metal-base da seção líquida de outros tipos de ligação parafusada.	σ	D	8,9
	Metal-base na área líquida em ligações por contato, feitas com parafusos de alta resistência instalados com protensão mínima de aperto.	σ	B	8,9
Acessórios soldados	Metal-base na ligação de um acessório, feita com solda de entalhe de penetração total sujeita a solicitação transversal e/ou longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com raio R, com a solda esmerilhada na extremidade do cordão; quando a tensão for aplicada na direção transversal, a qualidade da solda deve ser **garantida** por inspeção radiográfica ou ultra-sônica.			
	Tensão londitudinal			
	R ≥ 610 mm	σ	B	14
	610 mm > R ≥ 152 mm	σ	C	14
	152 mm > R ≥ 51 mm	σ	D	14
	51 mm > R	σ	E	14
	Metal-base do acessório, tensão transversal; mesma espessura e reforço da solda removido.			
	R ≥ 610 mm	σ	B	14
	610 mm > R ≥ 152 mm	σ	C	14
	152 mm > R ≥ 51 mm	σ	D	14
	51 mm > R	σ	E	14, 15
	Metal-base do acessório, tensão transversal; mesma espessura e reforço da solda não removido.			
	R ≥ 610 mm	σ	C	14
	610 mm > R ≥ 152 mm	σ	C	14
	152 mm > R ≥ 51 mm	σ	D	14
	51 mm > R	σ	E	14, 15

Tabela 16.3 - Detalhes (continuação)

Condição geral	Situação	Tipo de tensão	Classe	Exemplos ilustrativos (ver Fig. 16.4) (a)
Acessórios soldados (cont.)	Metal-base do acessório, solicitação transversal, espessuras desiguais e reforço da solda removido.			
	R ≥ 51 mm	σ	D	14
	51 mm > R	σ	E	14,15
	Metal-base do acessório, solicitação transversal, espessuras desiguais e reforço da solda não removido.			
	Para qualquer valor de R	σ	E	14,15
	Metal-base do acessório, solicitação transversal			
	R ≥ 152 mm	σ	C	19
	152 mm > R ≥ 51 mm	σ	D	19
	51 mm > R	σ	E	19
	Metal-base na ligação do acessório, feita com solda de entalhe de penetração total sujeita a solicitação longitudinal.			
	50 mm < a < 12b ou 100 mm (o que for menor)	σ	D	15
	a > 12 b ou 100 mm, quando b ≤ 25 mm	σ	E	15
	a > 12 b ou 100 mm, quando b > 25 mm	σ	E'	15
	Onde:			
	a = dimensão do acessório paralela à direção da tensão			
	b = dimensão do acessório normal à direção da tensão e à superfície do metal-base			

Tabela 16.3 - Detalhes (continuação)

Condição geral	Situação	Tipo de tensão	Classe	Exemplos ilustrativos (ver Fig. 16.4) (a)
Acessórios soldados (cont.)	Metal-base na ligação do acessório, feita com solda de filete ou solda de entalhe de penetração parcial sujeitas a solicitação longitudinal:			
	$a < 50$ mm	σ	C	15, 23, 24, 25, 26
	$50 \text{ mm} < a \leq 12b$ ou 100 mm (o que for menor)	σ	D	15, 23, 24, 26
	$a > 12b$ ou 100 mm quando $b < 25$ mm	σ	E	15, 23, 24, 26
	$a > 12b$ ou 100 mm quando $b > 25$ mm	σ	E'	15, 23, 24, 26
	Metal-base na ligação do acessório, feita com solda de filete ou de entalhe de penetração parcial sujeitas a solicitação longitudinal, quando o detalhe incluir um raio de transição R, com a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância			
	$R > 51$ mm	σ	D	19
	$R \leq 51$ mm	σ	E	19
	Acessórios ligados por solda de filete, quando o detalhe incluir um raio de transição R, com a solda esmerilhada nos pontos terminais e quando o material principal está sujeito a solicitações longitudinais.			
	Metal-base do acessório para solicitação longitudinal:			
	$R > 51$ mm	σ	D	19
	$R \leq 51$ mm	σ	E	19
	Metal-base no local da ligação com um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça ligado por solda de filete ou solda automática de extremidade.	σ	C	22
	Tensão de cisalhamento na seção nominal de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.	τ	F	

(a) Esses exemplos servem como diretrizes e não excluem outras situações razoavelmente similares.
(b) A faixa admissível de variação de tensões para soldas transversais de penetração parcial e soldas de filete transversais é função da garganta efetiva, profundidade de penetração e espessura da chapa. Ver Frank e Fisher, Journal of Structural Division, Vol. 105 nº. ST9, setembro 1979.

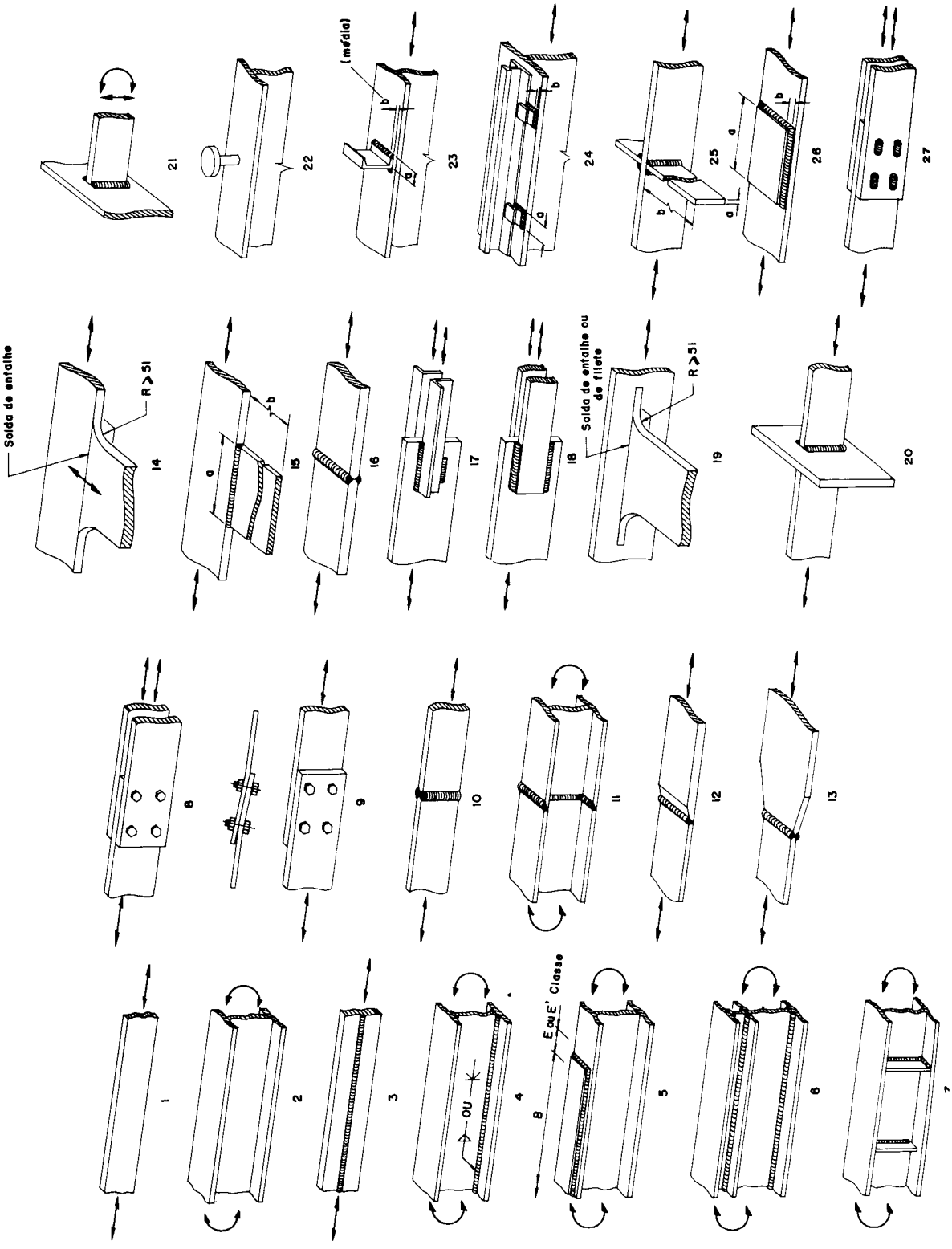


Fig. 16.4 - Figuras ilustrativas

CAPÍTULO 17

Detalhamento de estruturas de aço

17.1 - Introdução

A estrutura de aço, como um todo, é realizada por processos industriais, necessitando que as partes e suas ligações, que vão formar um determinado conjunto estrutural, sejam detalhadas isoladamente ou em grupos para que possam ser fabricadas e montadas tal como foram previstas no projeto estrutural.

É uma das etapas mais importantes no processo da construção, pois o bom desempenho da fabricação e montagem dependem de um projeto e de um detalhamento criteriosamente trabalhados. E para que isto aconteça, os profissionais envolvidos precisam ter conhecimento amplo das recomendações contidas no corpo de cada norma.

Os responsáveis pelo projeto estrutural também devem definir as ligações básicas onde normalmente ocorrem os esforços combinados, indicar os esforços simples nas demais juntas, fornecer condições para o seu dimensionamento, por meio do detalhador, e apresentar sugestões, desde que não mudem a essência da ligação, levando as mesmas a aprovação do responsável pelo projeto (Fig. 17.1).

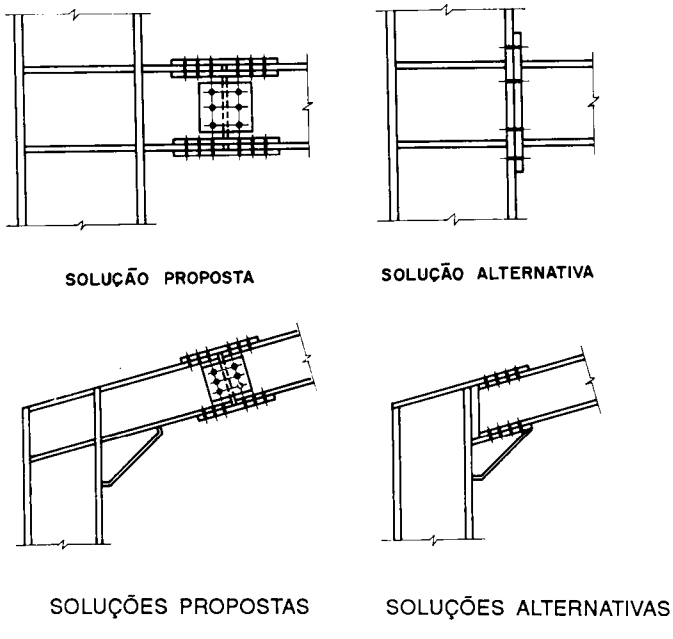


Fig. 17.1 - Sugestões de alternativas de detalhamento

Por apresentar dificuldades, o estudo das ligações deve ser feito com critério e procurar acima de tudo tanto a segurança da obra quanto a segurança durante a fase de montagem.

O detalhamento, por seus diversos aspectos, mereceria um livro à parte. Mas neste capítulo vamos referenciar apenas as partes essenciais do projeto e apresentar alguns exemplos.

17.2 - Sistemas de detalhamento

Existem não mais de duas ou três técnicas utilizadas na execução de desenhos destinados à fabricação e montagem. Cada fabricante adota o que lhe é mais conveniente, sendo os mais usados o de traçagem e o recomendado pelas especificações do AISC e conhecido como "Shop Drawings".

Os exemplos indicados nas Fig. 17.7 a 17.12 estão de acordo com o AISC e foram executados com base no projeto desenvolvido no apêndice D.

O detalhamento da estrutura metálica é basicamente constituído das seguintes etapas:

Lista de material
Ao receberem o projeto, os responsáveis por este segmento providenciam uma relação avançada de todos os perfis indicados que vão compor a estrutura, enviando-a para o setor de abastecimento da fábrica. Esta relação se chama, na prática, lista preliminar ou avançada.

Lista de perfil soldado
Consiste em reunir todos os perfis soldados em impresso apropriado, indicados no projeto, para ser encaminhado à fabricação antecipada.

Desenho de fabricação
De posse do projeto, e após um planejamento adequado, é iniciado o detalhamento das peças e de suas ligações. Para maior confiabilidade, todo desenho de detalhe é verificado por um projetista mais experiente antes de ser enviado para aprovação ou fabricação. Nesta etapa, toda peça recebe uma determinada marca, que vai aparecer também no diagrama de montagem, para que possa ser identificada na montagem final. (Figs. 17.2 a 17.10).

Diagrama de montagem
À medida que as peças vão sendo marcadas, elas são identificadas nos diagramas de montagem de tal maneira que seja possível localizar, com facilidade, o local de montagem e como serão montadas. O montador faz seu planejamento baseado nestes desenhos, que são enviados somente para o setor de montagem. (Figs. 17.11 e 17.12).

Lista de parafusos
Durante a execução dos desenhos de fabricação, ou depois dela, são preparadas as listas de parafusos que serão utilizados na montagem. É feita uma relação detalhada, ligando-se peça por peça e conexão por conexão. Uma lista-resumo também é preparada e enviada ao abastecimento para posterior envio ao campo.

Lista de eletrodos
Caso haja estruturas ou ligações soldadas no campo, tal qual na lista de parafusos, são feitas listas de eletrodos que serão consumidos durante a montagem.

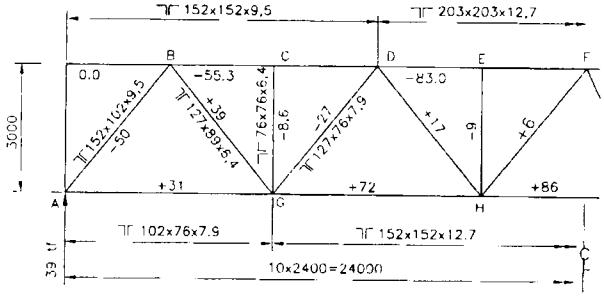
Lista de chapas de cobertura e tapamento
Se o fornecimento das chapas que vão compor a cobertura e o tapamento é responsabilidade do fabricante, este deve fornecer a lista quantitativa com o tamanho das chapas e a dos acessórios de fixação.

Lista de material complementar

O fabricante pode apresentar, além das listas anteriormente citadas, outras, com materiais necessários à obra, como listas de tirantes, pinos, grades, corrimãos etc.

Na Fig. 17.2 é apresentado o projeto típico de uma treliça, que deve ser detalhada. Nas Figs. 17.3.a e b, são apresentados três nós devidamente detalhados, usando-se parafusos.

Na Fig. 17.4 é apresentado o detalhe típico de uma ligação treliça-coluna, usando-se parafusos e solda; na Fig. 17.5, outro detalhe de uma treliça em que foram usados somente parafusos.



NOTAS: 1- MATERIAL ASTM A-36.
2- PARAFUSO A-325-F Ø22(7/8")
3- FUROS Ø24 (15/16")
4- MATERIAL NÃO INDICADO = 89x64x6,4
5- DISTÂNCIAS ENTRE FUROS = 75 mm (EXCETO ANOTADO)

Fig. 17.2 - Projeto de uma treliça

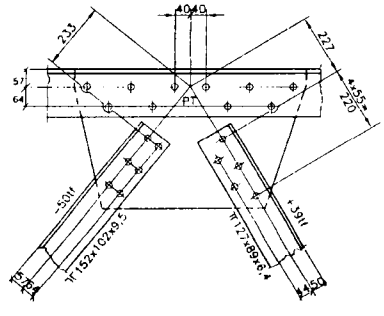


Fig. 17.3.a - Nó B detalhado

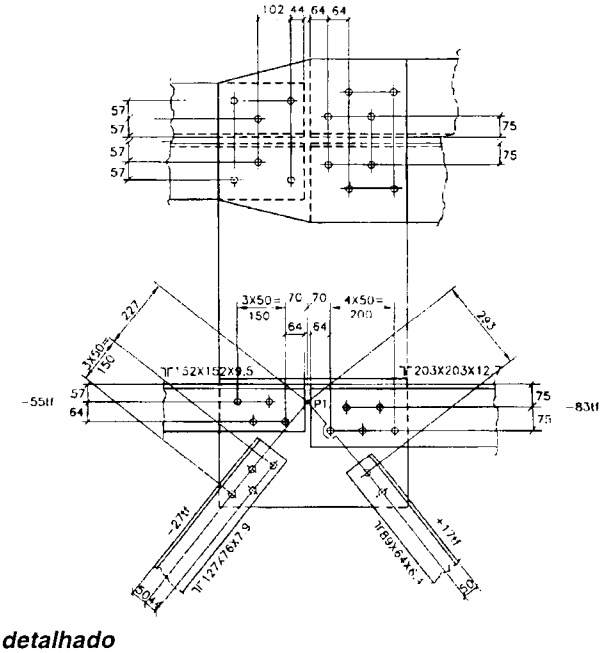


Fig. 17.3.b - Nó D detalhado

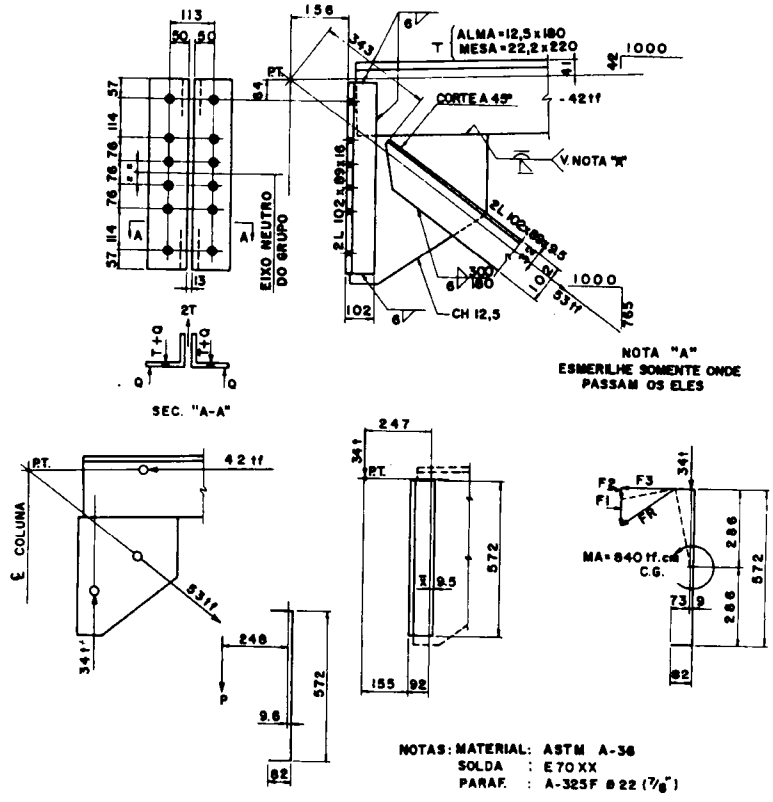


Fig. 17.4 - Ligação treliça-coluna, solução mista

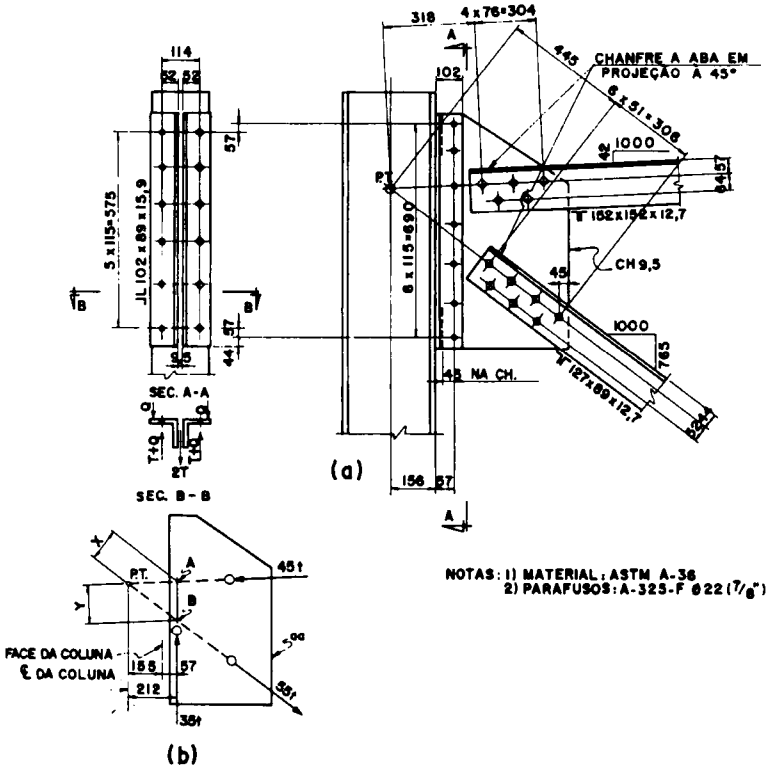


Fig. 17.5 - Ligação treliça-coluna, solução parafusada

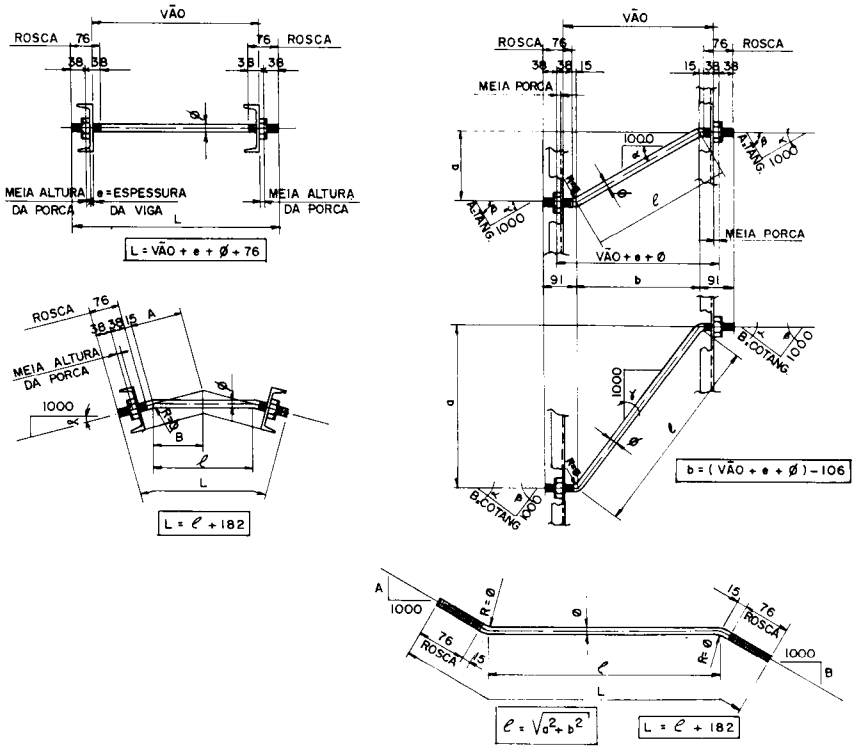
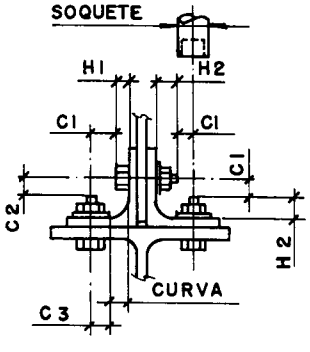


Fig. 17.6 - Esquema para detalhe de tirantes para terças, vigas, de tapamento, cumeeira e escora do beiral

Tabela 17.1 - Folgas para colocação e aperto de parafusos de alta resistência A325 e A490

Parafusos de alta resistência A325 e A490
folgas para colocação e aperto

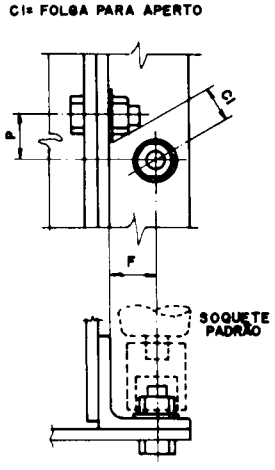


Ø parafuso	Soquete padrão	H_1	H_2	C_1	C_2	C_3	
						Redonda	Cortada
15,9	44	10	32	25	17	17	14
19,0	57	12	35	32	19	19	17
22,2	64	14	38	35	22	22	21
25,4	67	15	41	37	24	25	22
28,6	73	17	48	40	27	29	25
31,7	79	20	51	43	29	32	29
34,9	83	21	54	44	32	35	32
38,1	89	24	57	48	33	38	33

H_1 - Altura da cabeça
H_2 - Extensão máxima do corpo, baseada numa arruela plana
C_1 - Folga para aperto
C_2 - Folga para colocação
C_3 - Folga para abaulamento do canto, baseada numa arruela endurecida padrão

Tabela 17.2 - Folgas para aperto de parafusos defasados A325 e A490, com chave de impacto

Parafusos de alta resistência A 325 e A 490
Defasagem para aperto com chave de impacto



F mm	defasagem P mm							
	Diâmetro do parafuso de alta resistência							
	15,9	19,0	22,2	25,4	28,6	31,7	34,9	38,1
25	41							
29	38							
32	38	49						
35	37	48	56					
38	32	46	54	59				
41	32	44	52	59	65			
44	30	43	51	57	65	71	76	
48	29	40	49	56	64	70	76	83
51	25	38	46	54	62	70	75	83
54	21	35	43	51	60	68	75	81
57		32	40	48	57	67	73	81
60		29	38	44	54	64	71	79
64		22	35	41	51	62	70	78
67			30	38	49	59	67	76
70			24	35	48	54	64	73
73				30	44	52	60	71
76				22	41	51	57	68
79					38	48	54	64
83					32	44	51	60
86					24	41	49	57
89						35	44	54
92						27	40	51
95							33	48
98								43
102								35

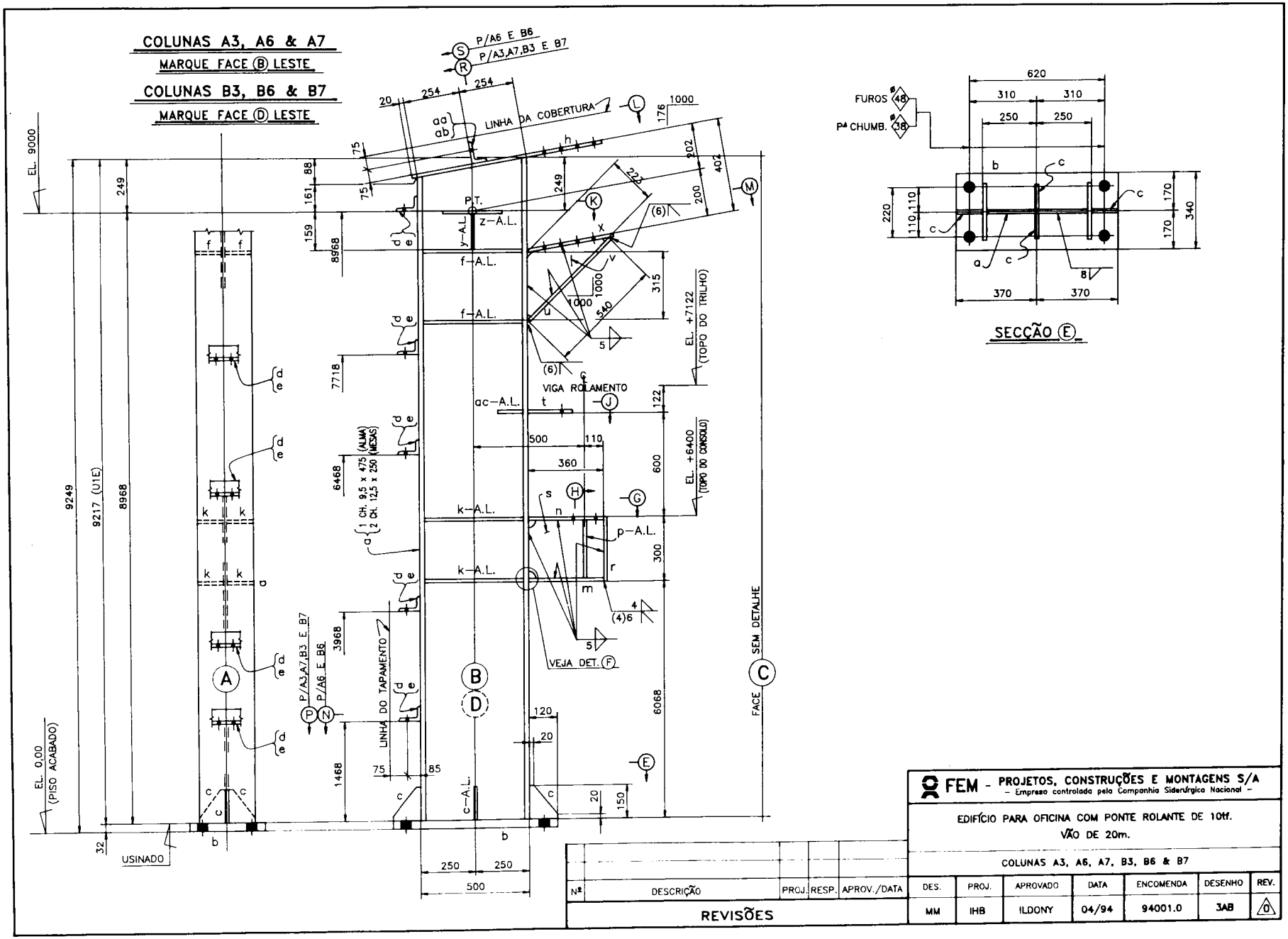
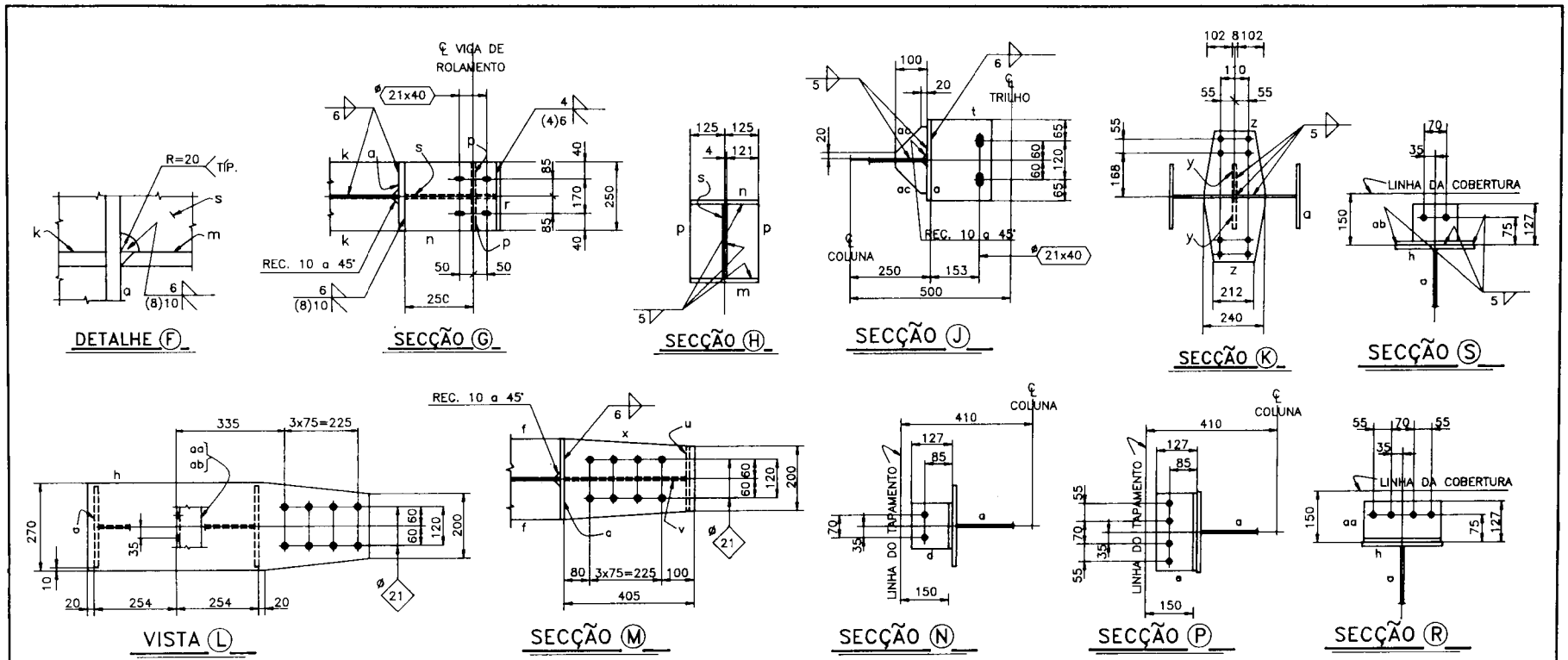

COLUNAS A3, A6 & A7
MARQUE FACE (B) LESTE
COLUNAS B3, B6 & B7
MARQUE FACE (D) LESTE
P/A6 E B6
P/A3,A7,B3 E B7
LINHA DA COBERTURA
EL. 9000
EL. 0,00 (PISO ACABADO)
9249
9217 (U1E)
8968
USINADO
P.T.
z-A.L.
y-A.L.
f-A.L.
ac-A.L.
k-A.L.
p-A.L.
c-A.L.
VIGA ROLAMENTO
EL. +7122 (TOPO DO TRILHO)
EL. +6400 (TOPO DO CONSOLO)
1 CH. 9,5 x 475 (ALMA)
2 CH. 12,5 x 250 (MESAS)
LINHA DO TAPAMENTO
VEJA DET. (F)
FACE SEM DETALHE
FUROS ø48
Pª CHUMB. ø38
SECÇÃO (E)
FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
- Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional -
EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.
COLUNAS A3, A6, A7, B3, B6 & B7
Nº
DESCRIÇÃO
PROJ.
RESP.
APROV./DATA
REVISÕES
DES.
PROJ.
APROVADO
DATA
ENCOMENDA
DESENHO
REV.
MM
IHB
ILDONY
04/94
94001.0
3AB
0

Fig.17.7



LINHA	PEÇA DE CONJUNTO	QUANT.	PERFIL	DIMENSÕES FINAIS	COMPR. COM ACRÉSCIMO	OBSERVAÇÕES	MASSA CALC. DE UMA PEÇA DE MONTAGEM Kg
1		1		COLUNA A3			994
2		1		COLUNA A6			986
3		1		COLUNA A7			994
4		1		COLUNA B3			994
5		1		COLUNA B6			986
6		1		COLUNA B7			994
7	3a	6	PS	500 x 85 x 9217	9232	U1E	4700,7
8	3b	6	CH	32,0 x 340 x 740		PERFEITAMENTE DESEMPENADA	379,2
9	3c	24	CH	12,5 x 120 x 150		REC.	27,1
10	3d	10	L	127 x 76 x 8 x 130		P/A6 E B6	15,8
11	3e	20	L	127 x 76 x 8 x 240		P/A3, A7, B3 E B7	58,6
12	3f	24	CH	9,5 x 120 x 472			101,4
13	3h	6	CH	9,5 x 270 x 869		REC.	100,0
14	3k	24	CH	12,5 x 120 x 472		REC.	133,4
15	3m	6	CH	12,5 x 250 x 360		CHANF.	53,0
16	3n	6	CH	12,5 x 250 x 360		CHANF.	53,0
17	3p	12	CH	9,5 x 120 x 273		REC.	29,3
18	3r	6	CH	9,5 x 250 x 300			33,6
19	3s	6	CH	9,5 x 275 x 360		REC.	44,3
20	3t	6	CH	16,0 x 188 x 250			35,4
21	3u	6	CH	9,5 x 200 x 540			48,3
22	3v	6	CH	6,3 x 223 x 530		REC.	17,1
23	3x	6	CH	9,5 x 250 x 405		REC.	45,3
24	3y	12	CH	6,3 x 120 x 150			10,7
25	3z	12	CH	8,0 x 240 x 248		REC.	42,3
26	3aa	4	L	127 x 76 x 8 x 240		P/A3, A7, B3 E B7	11,7
27	3ab	2	L	127 x 76 x 8 x 130		P/A6 E B6	3,2
28	3ac	12	CH	9,5 x 100 x 100		REC.	4,4
29							
30							
31							
32							
33							
34						MASSA TOTAL	: 5,948t

PARA NOTAS GERAIS VEJA DESENHO Nº1.

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

REVISÕES

FUROS ⌀18 E.A.

PINTURA DE FABRICAÇÃO: SIM ☒ NÃO ☐ (VEJA NOTA) ☐

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
- Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional -

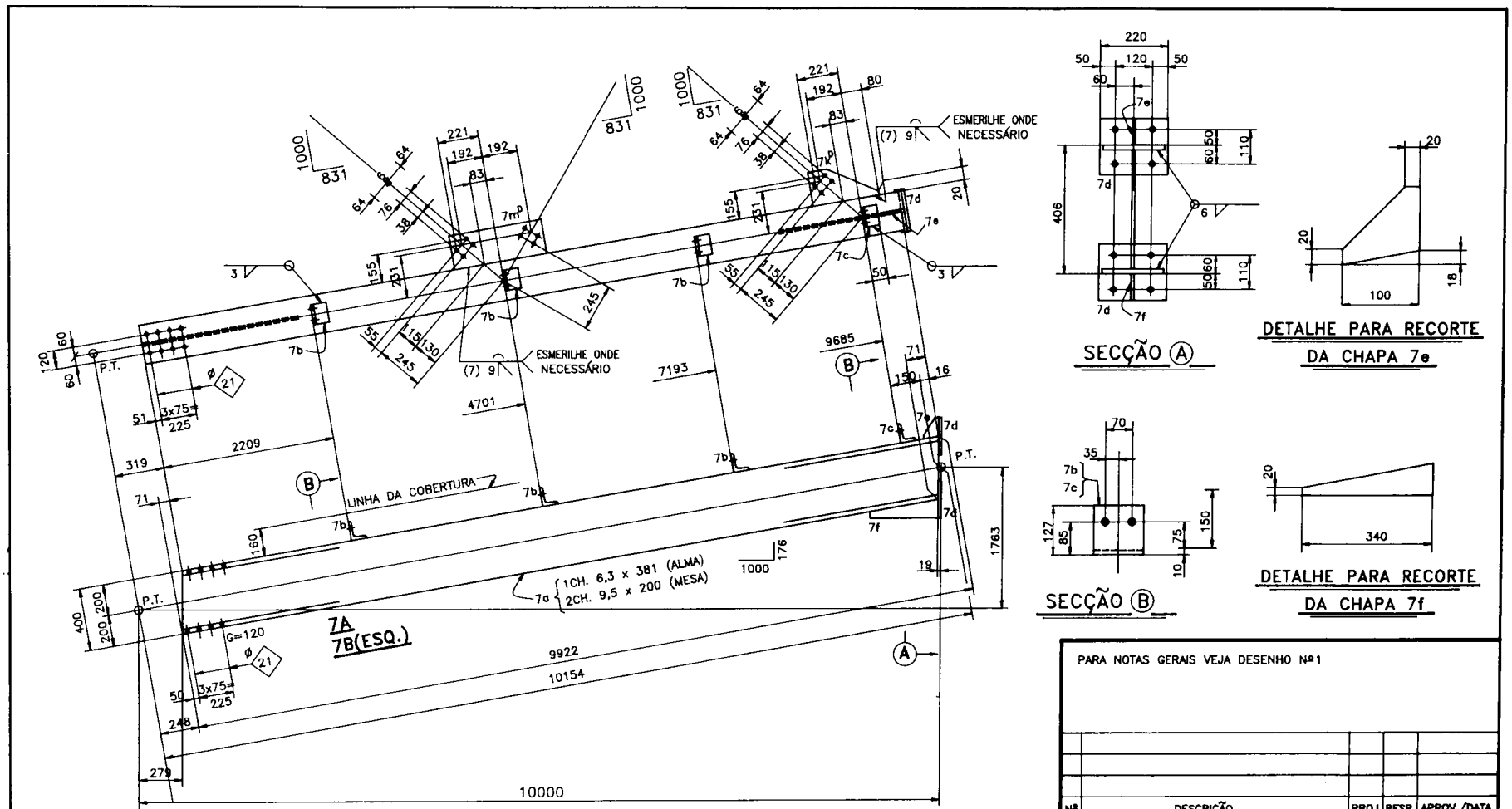
EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

COLUNAS A3, A6, A7, B3, B6 & B7

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
RSG	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	3B	0

Fig.17.8

Fig.17.9



PARA NOTAS GERAIS VEJA DESENHO Nº1

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

REVISÕES

FUROS ø18 E.A.

PINTURA DE FABRICAÇÃO: SIM ☒ NÃO ☐ (VEJA NOTA) ☐

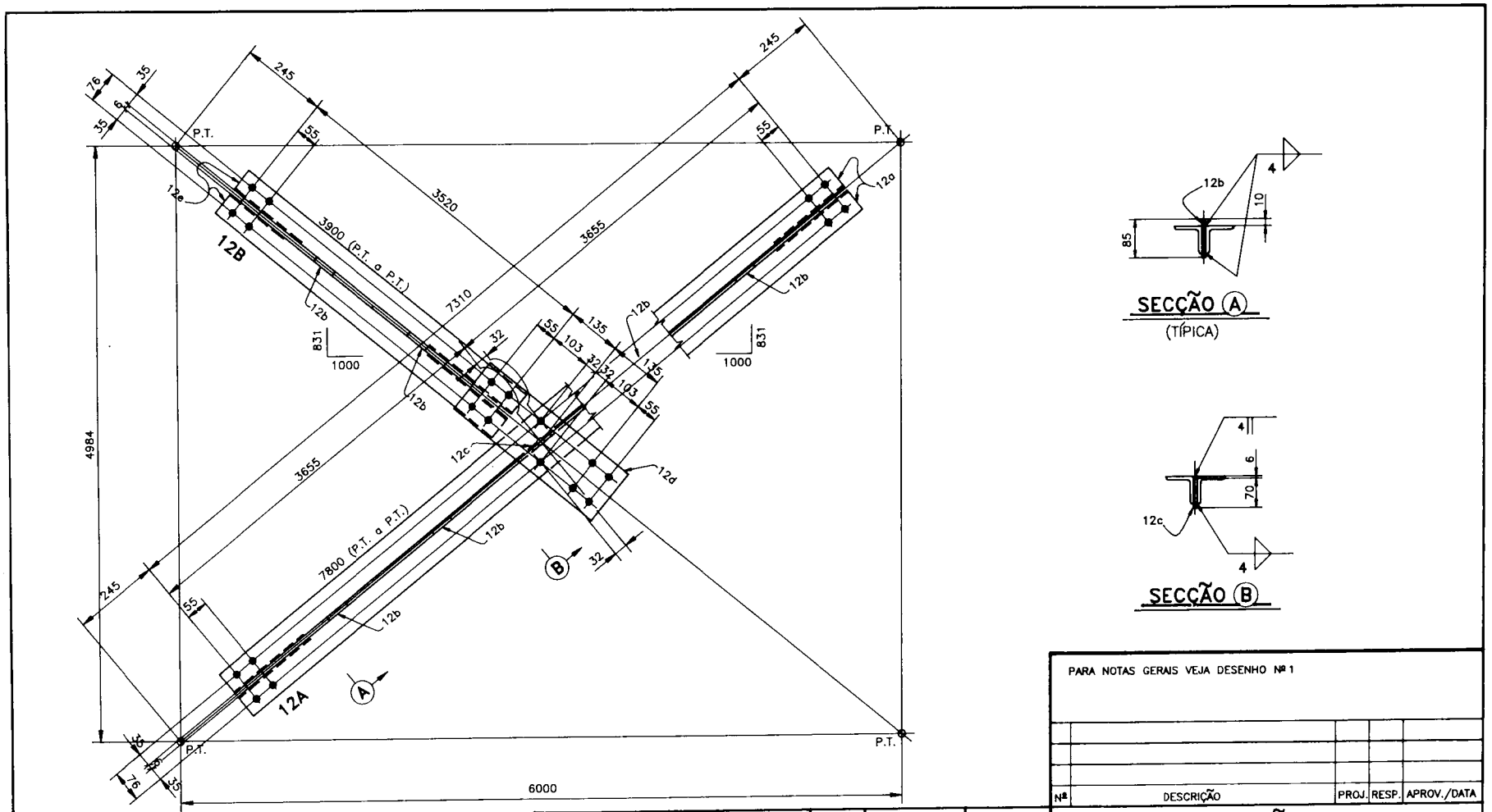
FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
- Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional -

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

PÓRTICO

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
RSG	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	7	0

LINHA	PEÇA DE CONJUNTO	QUANT.	PERFIL	DIMENSÕES FINAIS	COMPR. COM ACRÉSCIMO	OBSERVAÇÕES	MASSA CALC. DE UMA PEÇA DE MONTAGEM Kg
1		2		PÓRTICOS 7A			514
2		2		PÓRTICOS 7B (ESQ.)			
3	7a	4	VS	400 x 49 x 9922		REC.	1944,7
4	7b	12	L	127 x 76 x 6,3 x 130			15,3
5	7c	4	L	127 x 50 x 6,3 x 130		REC. L127x76	4,4
6	7d	8	CH	19,0 x 170 x 220			44,6
7	7e	4	CH	9,5 x 98 x 100			2,0
8	7f	4	CH	9,5 x 80 x 340		REC.	5,0
9	$7k^D_E$	4	CH	9,5 x 185 x 331		REC. E CHANFRADA	12,5
10	$7m^D_E$	4	CH	9,5 x 185 x 502		CHANFRADA	28,0
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20						MASSA TOTAL	= 2,056t.



LINHA	PEÇA DE CONJUNTO	QUANT.	PERFIL	DIMENSÕES FINAIS	COMPR. COM ACRÉSCIMO	OBSERVAÇÕES	MASSA CALC. DE UMA PEÇA DE MONTAGEM Kg
1		8		DIAGONAIS 12A			74
2	12a	16	L	64 x 64 x 4,8 x 7370			539,0
3	12b	32	CH	9,5 x 60 x 85			12,2
4	12c	8	CH	9,5 x 60 x 70			2,5
5	12d	8	CH	6,3 x 136 x 440			35,7
6		16	PE	ø 16 x 32			
7							
8		16		DIAGONAIS 12B			33
9	12e	32	L	64 x 64 x 4,8 x 3580			523,5
10	12b	32					12,2

LINHA	PEÇA DE CONJUNTO	QUANT.	PERFIL	DIMENSÕES FINAIS	COMPR. COM ACRÉSCIMO	OBSERVAÇÕES	MASSA CALC. DE UMA PEÇA DE MONTAGEM Kg
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20						MASSA TOTAL	: 1,125t.

PARA NOTAS GERAIS VEJA DESENHO Nº 1

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

REVISÕES

FUROS ø 18

PINTURA DE FABRICAÇÃO: SIM ☒ NÃO ☐ (VEJA NOTA) ☐

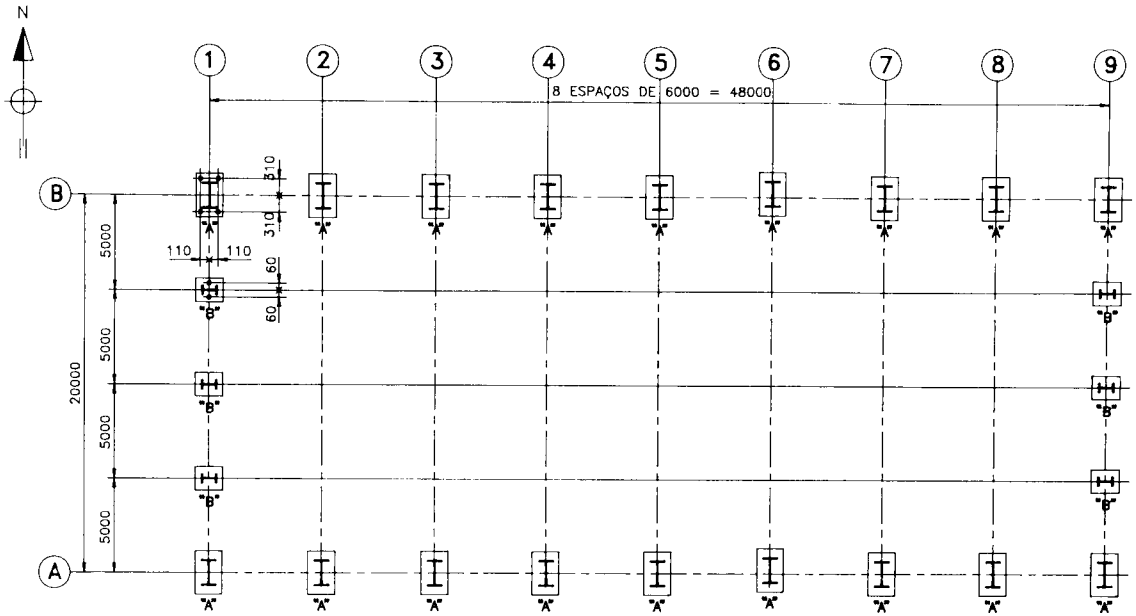
FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
– Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional –

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

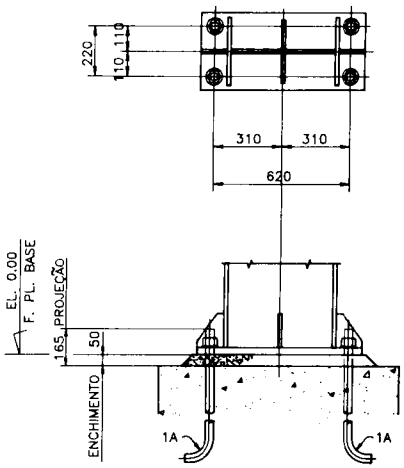
CONTRAVENTAMENTOS

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
MM	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	12	0

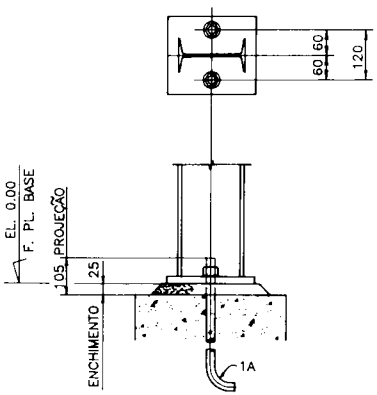
Fig.17.10



PLANO DAS BASES



BASE A
(18X)



BASE B
(6X)

NOTA:

A ELEVAÇÃO INDICADA NO TOPO DAS BASES BEM COMO A LOCAÇÃO DOS CHUMBADORES DEVERÃO SER EXATAS, POSSIBILITANDO O PERFEITO ASSENTAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA.

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
- Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional -

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

PLANO E DETALHE DAS BASES

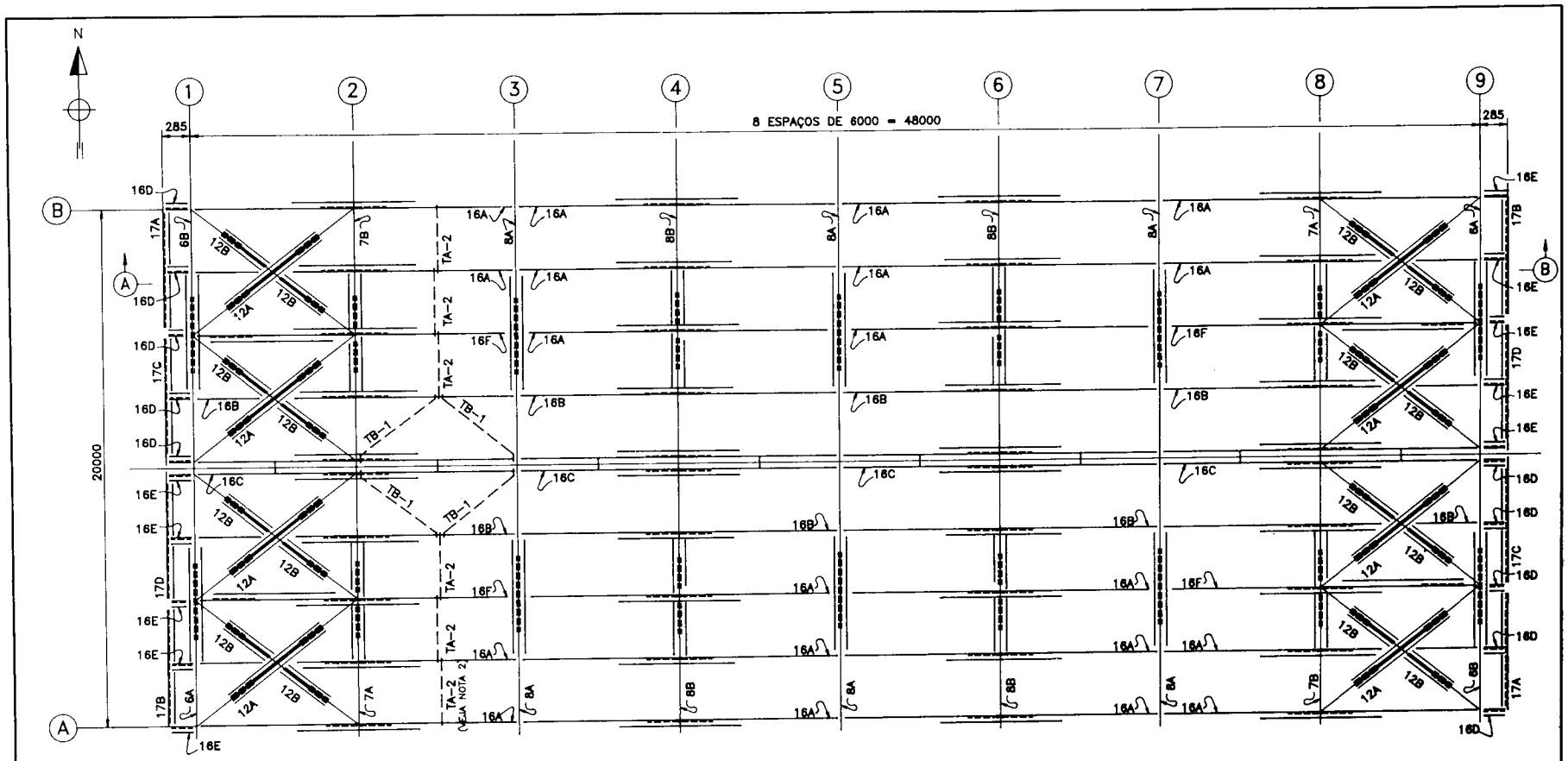
Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

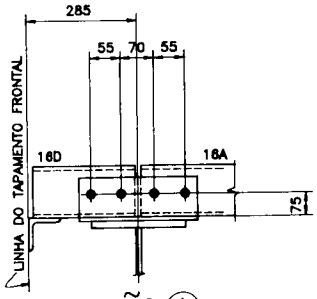
REVISÕES

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
JAM	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	M-1	0

Fig.17.11

Fig.17.12





SECÇÃO (A)

SECÇÃO (B) (ESQ.)

NOTAS:

1– PARAFUSO DE ALTA RESISTÊNCIA ASTM–A325/84 (FRICTION TYPE) NAS LIGAÇÕES PRINCIPAIS E PARAFUSO NORMAL ASTM–A307/80 NAS LIGAÇÕES SECUNDÁRIAS (PEÇAS DE TAPAMENTO E COBERTURA).

2– OS TIRANTES MARCADOS ENTRE OS EIXOS 2 E 3 SÃO TÍPICOS PARA TODOS OS VÃOS.

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
– Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional –

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

PLANO DAS TERÇAS

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
MM	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	M–3	0

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

REVISÕES

CAPÍTULO 18

Noções sobre fabricação

18.1 - Considerações gerais

Para que se possa compreender melhor o processo de fabricação de uma estrutura de aço, são indispensáveis algumas noções sobre a execução das várias etapas que compõem a fabricação final das peças.

Uma fábrica de médio a grande porte, bem equipada, poderá executar simultaneamente um ou mais tipos de obra, como edifício industrial, edifício de múltiplos andares, pontes, torres, estruturas especiais etc.

Ao dimensionar e projetar uma determinada obra, o projetista deverá fazê-la com base em uma determinada norma, devendo explicitá-la para que as demais etapas da fabricação sigam suas recomendações quanto ao aspecto de execução, tolerância e controle de qualidade.

18.2 - Principais etapas na fabricação

Com pequenas variações de fabricante, as principais etapas que compõem uma estrutura dentro de uma fábrica são:

1 - Suprimento

Com base em dados estatísticos, o órgão responsável pelo suprimento mantém um estoque mínimo de materiais (chapas e perfilados) considerados padrão.

As listas preliminares, elaboradas em função dos desenhos de projeto, permitem providenciar com antecedência a quantidade de material necessário, seja pela verificação do estoque disponível, seja pela sua aquisição junto aos fornecedores.

Com o mesmo objetivo, são elaboradas as listas avançadas de perfis soldados, para que a sua fabricação ou aquisição antecipada não venha ocasionar nenhum atraso na fabricação das peças estruturais. Neste caso, os perfis são encomendados com ~10 mm a mais no comprimento e recortados, para a dimensão final, após o recebimento dos desenhos de detalhe.

Para materiais diversos como parafusos, porcas, arruelas, tintas, eletrodos, arame para solda, fluxos etc., deve-se manter estoque mínimo ou agilizar as compras.

Os materiais devem ser recebidos e inspecionados de acordo com as normas vigentes, para verificação de sua qualidade e tolerâncias. Os perfis laminados e as chapas devem ser recebidos com os respectivos certificados das usinas.

2 - Preparação
Depois de aprovados, os desenhos de detalhe são enviados para a fábrica, para o início da fabricação dos componentes que vão formar a estrutura. Esta é a primeira grande operação da fábrica.

A preparação consiste de planejamento, programação e controle, executados na seguinte ordem:

a) **Ordens de fabricação**
Informações para a oficina com definições sobre quem, quando, como e onde deverá se processar a fabricação em suas várias fases seqüenciais.

b) **Fichas de controle**
Arquivo que informa a posição de cada elemento estrutural no fluxograma de fabricação.

c) **Gabaritos e croquis**
Desenhos de peças em escala 1:1 executados em papelão (gabarito), ou sem escala (croquis), que facilitam a execução das operações de oficina, dinamizando os trabalhos e melhorando a garantia de qualidade.

d) **Planejamento**
É executado por equipes experientes, que determinam os melhores procedimentos de fabricação para os elementos estruturais, acompanhando posteriomente sua evolução na oficina e fazendo as correções necessárias.

3 - Desempeno e aplainamento
Nem sempre os materiais laminados se encontram em condições de ser usados na fabricacão das peças estruturais, em face das deformações apresentadas. Quando estas deformações excedem as tolerâncias admissíveis, há necessidade de trabalho com aquecimento controlado, desempeno mecânico ou aplainamento do material.

O desempeno ou aplainamento pode ser executado com a aplicação de calor, por prensas, calandras ou processos mecânicos que não venham a causar amassamento ou esmagamento localizados.

A temperatura das áreas aquecidas não deve ultrapassar 600°C para o aço ASTM A514, nem 650°C para os demais aços, conforme especificado pelas normas.

4 - Dobramento, calandragem e pré-deformação

a) **Dobramento**
O dobramento de peças pode ser realizado a "frio"ou a "quente". Para os dobramentos de material a frio, devem ser considerados os seguintes dados: resistência do material ao dobramento, ângulo e raio do dobramento, seção reta do material.

Quando houver necessidade de aplicação de calor no material para execução de dobramento, a temperatura não deverá ultrapassar os valores fornecidos no item anterior.

b) **Calandragem**
Na calandragem, devem ser consideradas as mesmas recomendações para o dobramento.

c) **Pré-deformação**
É a operação utilizada com o objetivo de evitar a deformação, provocada pelo calor imposto à peça. Como exemplo, podemos citar a pré-deformação dada às mesas dos perfis soldados antes da ligação com a alma.

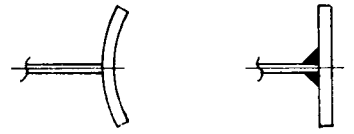


Fig. 18.1 Antes Após

5 - Cortes

Os cortes podem ser executados a calor ou por meio mecânico.

a) Corte a calor

Para execução do corte a calor podemos utilizar a chama oxi-GLP ou oxiacetileno, eletrodo de carvão ou eletrodo de chanfro.

Os cortes executados por chama oxi-GLP e oxiacetileno têm praticamente as mesmas características, podendo-se usar um sistema ou outro. Só podem ser cortados por estes materiais o ferro, o aço-carbono com até 0,7% de carbono e aços de liga pobre.

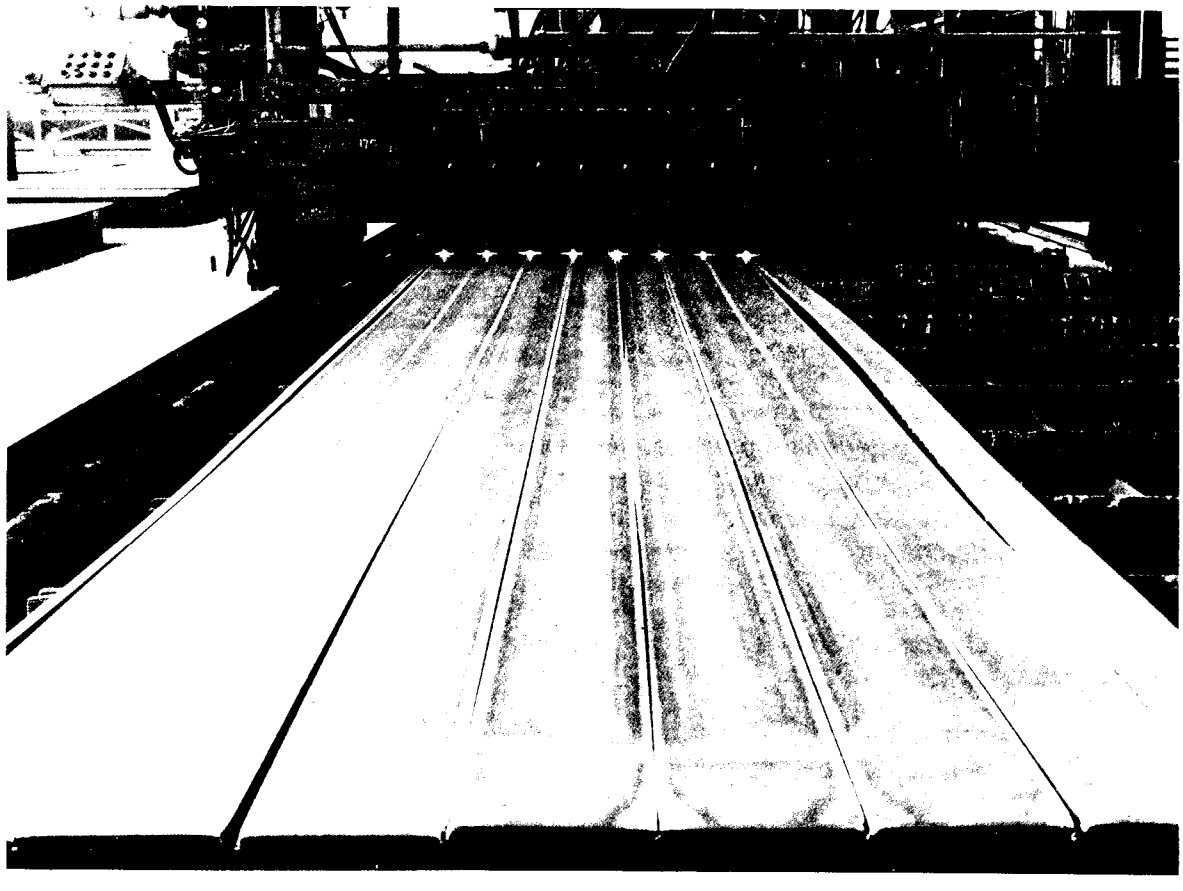


Foto 18.1 - Corte a maçarico

b) Cortes mecânicos

Para execução de cortes mecânicos podem ser utilizadas tesouras, tesouras-guilhotinas e serras.

Tesouras

Aplicam-se a cortes de chapas de pequenas espessuras para calhas, tubos de descida, rufos etc.

Tesouras-guilhotinas

Aplicam-se ao corte de chapas e pequenos perfis, até uma espessura de 12,5 mm. Este método normalmente ocasiona pequenas deformações nas extremidades cortadas.

Serras

As serras são utilizadas em cortes de perfis em geral, apresentando bom acabamento nas extremidades.

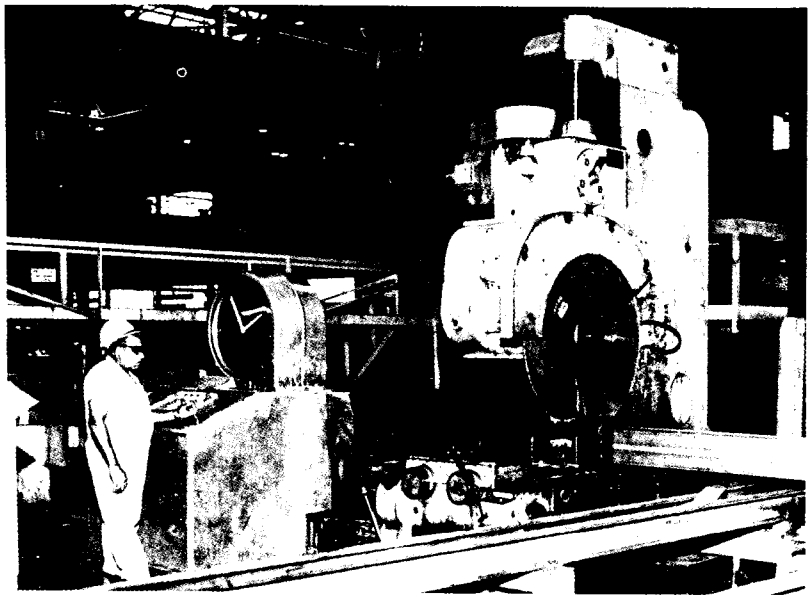


Foto 18.2 - Corte a serra

6 - Usinagem

Utiliza-se a usinagem somente quando necessário, por se tratar de um processo caro de fabricação. É utilizada quando se exige um perfeito contato entre duas superfícies, como:

Bases de colunas

Extremidades de colunas, nas emendas, e em extremidades de membros a compressão, nas ligações especiais, em que se pode transmitir parte da carga por contato direto, reduzindo-se assim a quantidade de parafusos. A usinagem também é aplicada na fabricação de chanfros para solda, existindo inclusive equipamentos exclusivos para essa finalidade.

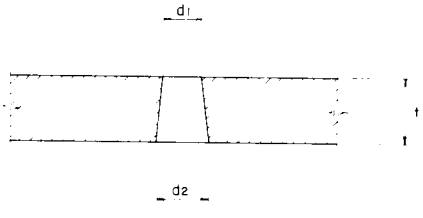
7 - Furação

Os aspectos normativos das ligações parafusadas e rebitadas podem ser encontrados no AISC/89 e na NBR 8800/86.

Furos para juntas comuns

A furação pode ser executada com broca ou punção. Nos casos de furação puncionada, deve ser verificada a relação entre capacidade do equipamento, espessura da chapa, diâmetro do furo e folga entre punção e matriz.

Não há, necessariamente, limites rígidos para o uso da furação puncionada, mas normalmente a espessura do material (t) não deve ser superior ao diâmetro do parafuso (d) mais 3 mm. Quando a peça é puncionada, nota-se uma diferença entre o diâmetro de entrada e o de saída do furo.



Seção esquemática de furo puncionado

d = diâmetro do parafuso.

d_1 = (diâmetro do furo) =

$= d + 2\,mm \rightarrow$ NBR 8800

$= d + 1{,}6\,mm \rightarrow$ AISC

$d_1 < d_2$

$t \leq d + 3\,mm$

Fig. 18.2

O subpuncionamento, quando exigido pelo projetista ou pelas condições da obra, é feito com 3 mm a 6 mm menor que o diâmetro final (d_1) do furo, para posterior alargamento em conjunto.

Na furação para chumbadores, para bases de coluna, pode-se utilizar broca, punção ou ainda o corte por meio de oxi-GLP ou oxiacetileno.

Foto 18.3 - Puncionamento com o uso de gabarito

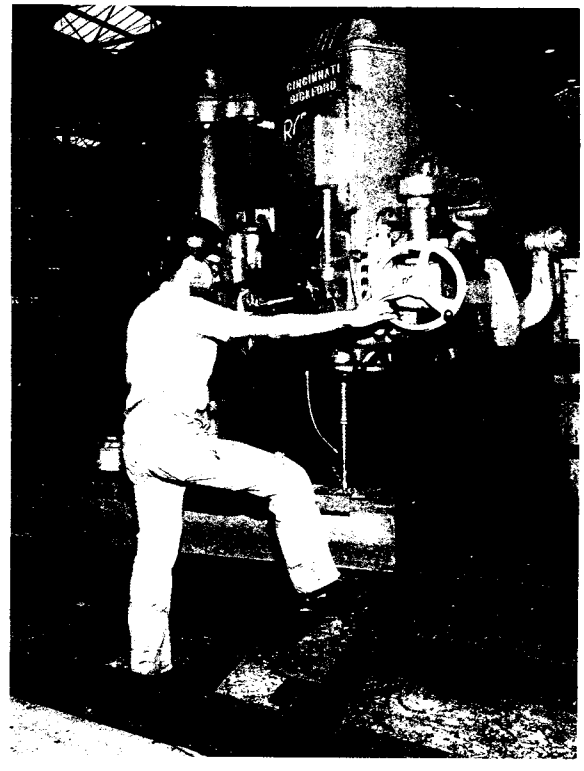


Foto 18.4 - Furação a broca

8 - Montagem e pré-montagem de oficina

a) **Montagem**
A montagem de oficina deve ser executada de modo que as dimensões das peças fiquem rigorosamente de acordo com as medidas indicadas nos desenhos de fabricação, dentro das tolerâncias previstas em normas internas ou externas. Cuidados especiais devem ser levados em conta com referência à execução de determinadas peças soldadas, em face de encurtamentos, empenos ou de outras deformações das contrações de solda.

Foto 18.5 - Montagem na oficina

b) **Pré-montagem**
A pré-montagem é operação realizada na oficina e consiste na união das partes de um conjunto, objetivando a precisão exigida para sua montagem no campo.

Esta operação eleva consideravelmente o custo da fabricação, razão pela qual deve ser executada em casos excepcionais ou por exigência de normas. (Pontes em treliça, estruturas muito repetidas etc.) O seu uso evita a ocorrência de erros que seriam desastrosos para a montagem de campo, como posicionamento correto de partes de um conjunto, verificação de contraflechas etc.

9 - Alargamento em conjunto
O alargamento feito na fabricação tem por finalidade assegurar perfeita coincidência dos furos em ligações especiais, proporcionando assim melhor rendimento na montagem de campo. Normalmente, os furos a serem alargados são subpuncionados ou sub-broqueados com 3 mm a 6 mm menor que o diâmetro definitivo. Este tipo de operação é comumente empregado em estruturas de pontes ferroviárias e rodoviárias, silos com chapas de desgaste, estruturas especiais de grande porte etc.

10 - Rebitagem
Em praticamente todas as fábricas de estrututuras metálicas a rebitagem foi amplamente substituída pela soldagem e pela parafusagem, exceto em casos de reconstituição de obras antigas.

11 - Parafusagem

A parafusagem das conexões estruturais na oficina, quando permanente ou definitiva, é feita com chaves manuais ou de impacto. Em muitas conexões são usados parafusos ASTM A307, normalmente chamados parafusos comuns, quando permitido pelas especificações. Estes parafusos podem ser apertados a mão, com chaves manuais, girando o parafuso ou a porca até que as partes conectadas estejam perfeitamente assentadas. Entretanto, o uso de chaves de impacto operadas a ar comprimido é mais econômico.

Parafusos de alta resistência ASTM A325 ou A490 são amplamente usados em conexões em que as cargas são relativamente altas ou sujeitas a flutuações dinâmicas.

O aperto dos parafusos de alta resistência normalmente é feito por chaves de impacto com controle de torque ou pelo método de aperto pela rotação da porca (ver Cap. 4),

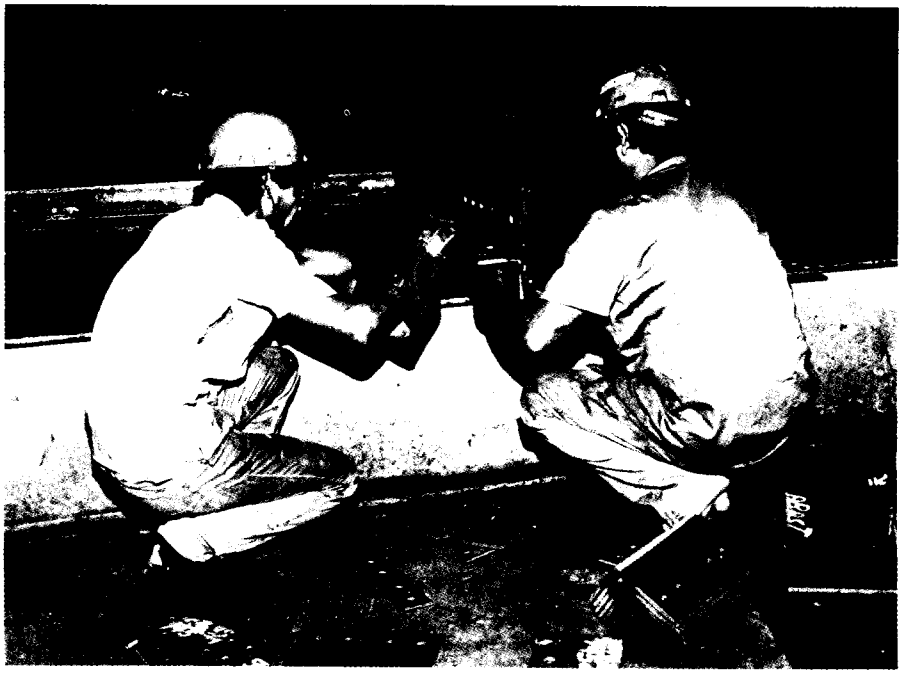


Foto 18.6 - Parafusagem

12 - Soldagem

A responsabilidade sobre a qualidade da solda será sempre do fabricante, embora haja inspetor ou empresa credenciada pelo contratante para a fiscalização.

Os soldadores devem ser qualificados de acordo com as exigências das normas em vigor.

O fabricante deve fornecer procedimento de soldagem, indicando pelo menos os seguintes dados:

a) Processo de soldagem. (Manual, arco-submerso etc.)
b) Tipo de junta e sua configuração
c) Especificação e espessura do material-base
d) Especificação e classe do material de deposição
e) Temperatura de pré-aquecimento (mínima)
f) Temperatura entre passes (máxima)
g) Número aproximado de passes
h) Parâmetros de soldagem (voltagem, amperagem, velocidade)
i) Controle do material de solda

Foto 18.7 - Soldagem

O procedimento de soldagem deve ter como objetivo alcançar as propriedades mecânicas especificadas. Mesmo quando o procedimento for aprovado pela entidade competente, continua sendo unicamente do fabricante a responsabilidade pela qualidade da junta soldada.

Os cortes e chanfros que receberão deposição de solda não devem ter estrias que permitam inclusão de impurezas. Caso excedam os valores definidos pelas normas, as estrias devem ser reparadas, executando-se a recomposição do material-base com solda e esmerilhamento (ver Cap. 3).

13 - Contraflecha em vigas e treliças na oficina

As contraflechas podem ser executadas das seguintes formas:

a) **Na preparação**
Executando o corte da alma com a curvatura desejada. Neste caso, o procedimento da solda é de máxima importância.

b) **Calor**
Aplicação de calor localizado na alma antes da fabricação do perfil (para os casos em que a chapa não permita o corte na curvatura necessária, em função da largura). O procedimento de solda da alma é de máxima importância.

c) **Na pré-montagem**
Executar a montagem já com a curvatura desejada, para posterior soldagem dos elementos estruturais.

d) **Em vigas laminadas**
Com aplicação de esforços mecânicos e/ou calor localizado. Para aplicação dos esforços mecânicos, pode-se utilizar calandras, prensas ou macacos.

14 - Acabamento

De modo geral, o acabamento das peças deve obedecer às várias exigências normativas, dentro das tolerâncias ou limitações admissíveis, referentes às superfícies inacessíveis, em contato, adjacentes às soldas de campo etc.

Entretanto, com referência ao acabamento operacional, é necessário eliminar as rebarbas em extremidades cortadas ou furadas, corrigir as ranhuras, limpar as soldas, retirar os respingos de solda e eliminar outros defeitos ou falhas ocasionais.

15 - Controle de qualidade

Todo trabalho realizado numa fábrica de estruturas metálicas está sujeito a inspeção do próprio fabricante, que deve desenvolver procedimentos para o controle de qualidade de acordo com o que julgar necessário, de modo a garantir que a produção esteja de acordo com a especificação prescrita. A inspeção é realizada por pessoas altamente treinadas e qualificadas para exercer a função e atuam em todas as fases do processo de fabricação. Em muitos casos, o cliente pode contratar inspetores para atuarem como seus representantes junto aos do fabricante. Em geral, em uma fábrica são realizadas as seguintes inspeções:

Do aço

Composição química
Resistência mecânica
Tolerâncias dimensionais

{ Por meio de certificado do material fornecido pelas usinas

Dos perfis soldados e das estruturas

Tolerâncias dimensionais conforme o padrão especificado ou com variações mediante acordo.

Da solda (ver capítulo 3)

Exame visual
Dimensões do cordão da solda
Líquido penetrante
Raios X ou gama
Ultra-som
Magnaflux (partícula magnética)

Outros materiais

De acordo com as normas vigentes para cada tipo de material.

18.3 - Tolerâncias de fabricação

As estruturas metálicas, como qualquer outro tipo de estrutura ou outro tipo de fabricação, requerem padrões de tolerância que permitam ter uma estrutura de qualidade e durabilidade e se comportem de acordo com o que foi calculado. Em função de nossa experiência, fruto de diálogos constantes com os homens de fabricção e montagem da FEM S/A, estabeleceu-se que para se obter uma fabricação mais racional e com custos compatíveis é preciso respeitar padrões de tolerância, a saber:

Padrão I

(Rigoroso) - Para estruturas que requerem maior rigor dimensional, como colunas de edifícios de múltiplos andares, vigas de rolamento, estruturas-suporte de grandes cargas, pontes ferroviárias etc.

Padrão II

(Normal) - Para estruturas convencionais, como galpões industriais, exceto vigas de rolamento, vigas de edifícios etc.

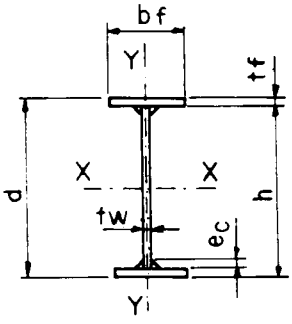
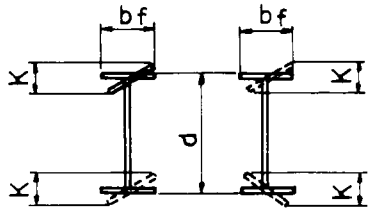
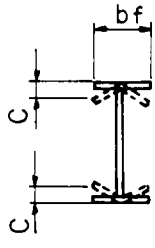
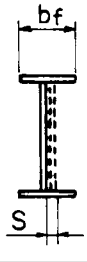
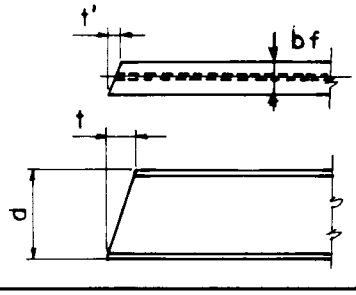
Padrão III

(Comercial) - Para estruturas secundárias e complementares, como estacas, postes, escadas, corrimãos etc.

Nota: As estruturas podem estar enquadradas em um padrão, mas algumas de suas partes podem estar em outro. Nosso objetivo é que com tempo e sugestões de outros fabricantes tenhamos uma norma nacional de tolerâncias na fabricação de estruturas metálicas.

Tabela 18.1 - Tolerâncias dimensionais para os perfis soldados

Medidas em milímetros

VARIAVEIS		PARÂMETROS		TOLERÂNCIA		
				PADRÃO I	PADRÃO II	PADRÃO III
DIMENSÕES TRANSVERSAIS		d		±3,0	±4,0	±5,0
		bf		±3,0	±4,0	±5,0
		tw e tf <9,5		+6,0%	+6,0%	+6,0%
		9,5 ≤ tw e tf <12,5		+5,0%	+5,0%	+5,0%
		12,5 ≤ tw e tf ≤ 19		+4,0%	+4,0%	+4,0%
		19 < tw e tf		+3,5%	+3,5%	+3,5%
				−0,25	−0,25	−0,25
		L ≤ 12000*		±3,0	+ 10,0 − 3,0	+ 10,0 − 5,0
PARALELISMO DAS MESAS		K	bf ≤ 200	≤ 2,0	≤ 3,0	≤ 4,0
			bf > 200	≤ 3,0	≤ 4,0	≤ 5,0
CURVATURA TRANSVERSAL DAS MESAS		C		≤ 2,0	≤ 3,0	≤ 4,0
EXCENTRICIDADE DA ALMA		S		≤ 3,0	≤ 4,0	≤ 5,0
ESQUADRO DE EXTREMIDADE		t'	bf ≤ 200	≤ 2,0	≤ 3,0	≤ 5,0
			bf > 200	≤ 3,0	≤ 4,0	≤ 5,0
		t	d ≤ 600	≤ 3,0	≤ 5,0	≤ 10,0
			d > 600	≤ 3,0	≤ 10,0	≤ 15,0

*Para perfil com comprimento L maior do que 12000mm, admite-se uma tolerância adicional de + 1,0mm para cada metro excedente.

Tabela 18.1 - Tolerâncias dimensionais para os perfis soldados (continuação) Medidas em milímetros

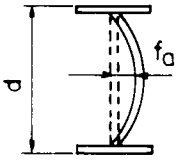
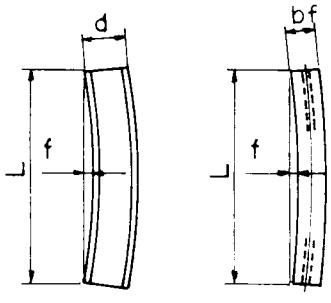
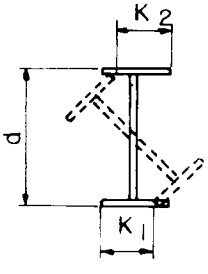
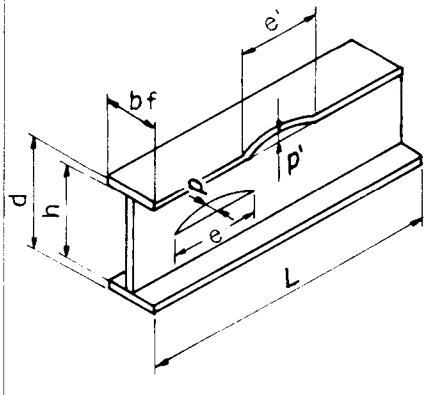
VARIAVEIS		PARÂMETRO		TOLERÂNCIAS					
				PADRÃO I		PADRÃO II		PADRÃO III	
CURVATURA DA ALMA		fa	$d \leq 600$	$\leq 3,0$		$\leq 4,0$		$\leq 5,0$	
			$d > 600$	$\leq 4,0$		$\leq 5,0$		$\leq 6,0$	
CURVATURA LONGITUDINAL		f	$L \leq 12000$	$\leq \frac{L}{1000} \leq 8,0$		$\leq \frac{L}{1000} \leq 10,0$		$\leq \frac{L}{750} \leq 12,0$	
			$L > 12000$	$\leq \frac{L}{1000} - 4,0$		$\leq \frac{L}{1000} - 2,0$		$\leq \frac{L}{750} \leq 15,0$	
TORÇÃO NO PERFIL		K1 + K2		$\leq \begin{cases} \frac{L}{1000} \\ \frac{d}{100} \\ 3,0 \end{cases}$		$\leq \begin{cases} \frac{L}{1000} \\ \frac{d}{75} \\ 5,0 \end{cases}$		$\leq \begin{cases} \frac{L}{1000} \\ \frac{d}{75} \end{cases}$	
				ADOTAR O MENOR VALOR PORÉM ≥ 3 mm					
ONDULAÇÕES LONGITUDINAIS NA MESA E NA ALMA		ALMA	P	$e \leq 450$	$\leq 3,0$	$e \leq 600$	$\leq 4,0$	$e \leq 750$	$\leq 5,0$
				$e > 450$	$\leq \frac{e}{150} \leq 4,0$	$e > 600$	$\leq \frac{e}{150} \leq 5,0$	$e > 750$	$\leq \frac{e}{150} \leq 6,0$
		MESA	P'	$e' \leq 300$	$< 3,0$	$e' \leq 400$	$\leq 4,0$	$e' \leq 500$	$\leq 5,0$
				$e' > 300$	$\leq \frac{e'}{100} \leq 4,0$	$e' > 400$	$\leq \frac{e'}{100} \leq 5,0$	$e' > 500$	$\leq \frac{e'}{100} \leq 6,0$
MASSA				$+6,0\%$ $-2,5\%$					

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas

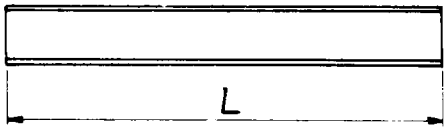
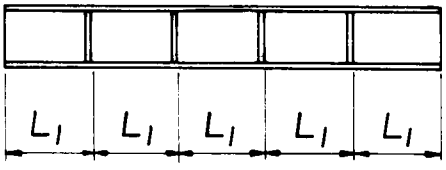
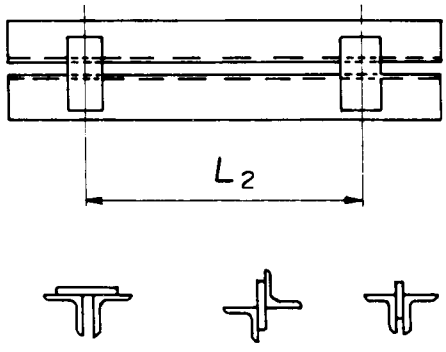
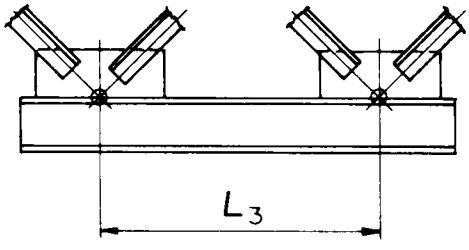
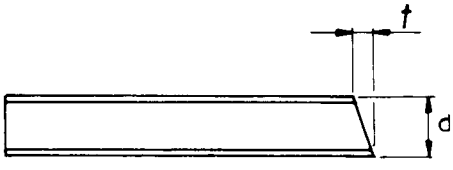
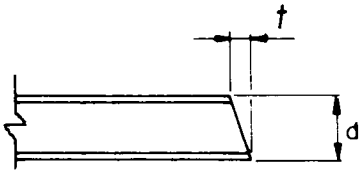
VARIAVEIS		PARÂMETROS		TOLERÂNCIAS		
				PADRÃO I	PADRÃO II	PADRÃO III
COMPRIMENTO		L		±3,0	±3,0	—
POSICIONAMENTO DE CHAPAS DE REFORÇO, ENRIJECEDORES, ETC		L1		±3,0	±4,0	—
		L2		±4,0	±4,0	—
		L3		±3,0	±4,0	—
COLUNAS		t	d ≤ 600	≤2,0	≤3,0	—
			d > 600	≤3,0	≤4,0	—
VIGAS		t	d ≤ 1000	≤2,0	≤3,0	—
			d > 1000	≤3,0	≤4,0	—

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas (continuação)

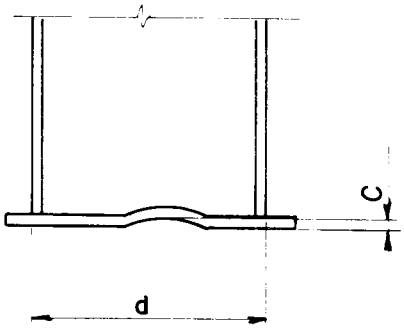
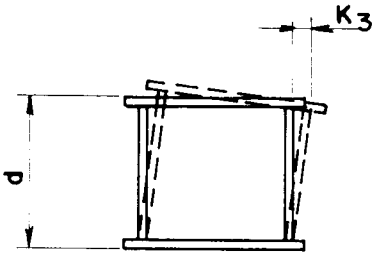
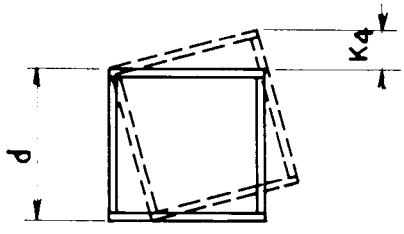
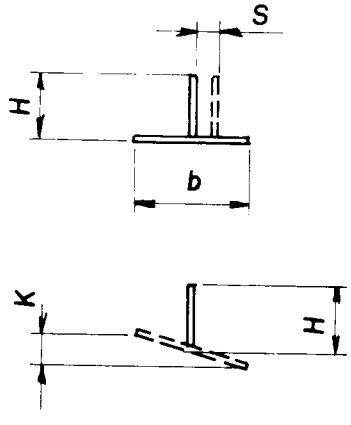
VARIAVEIS		PARÂMETROS		TOLERÂNCIAS PADRÃO I	TOLERÂNCIAS PADRÃO II	TOLERÂNCIAS PADRÃO III
PLANICIDADE (PLACA DE BASE)		C		≤4mm/m	≤5mm/m	—
PERPENDICULARIDADE		k3	d ≤1000	≤3,0	≤4,0	
			1000 < d ≤2000	≤4,0	≤5,0	
			2000 < d ≤3000	≤6,0	≤6,0	
			d >3000	≤0,002d	≤0,002d	
TORÇÃO DAS VIGAS CAIXÃO			L ≤ 6000	≤ 3,0	≤ 4,0	
			6000 < L ≤ 12000	≤ 0,005d	≤ 0,006d	
			L > 12000	≤ 0,0065d	≤ 0,008d	
PERFIL "T" SOLDADO		H		±3,0	±4,0	±5,0
		b		±3,0	±4,0	±5,0
		K		≤0,02b	≤0,03b	≤0,04b
		S	b ≤200	±3,0	±4,0	±4,0
			b >200	±3,0	±4,0	±5,0

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas (continuação)

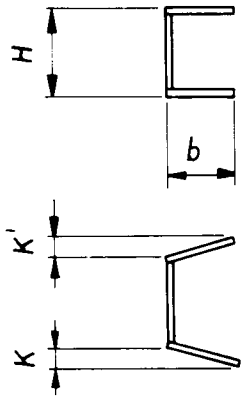
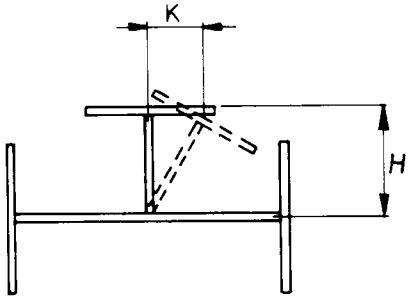
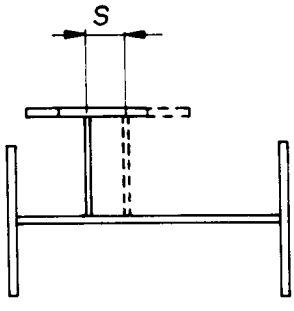
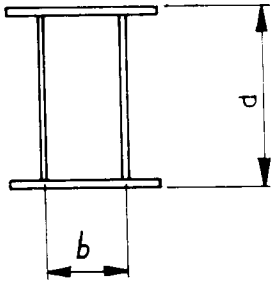
VARIAVEIS		PARÂMETRO		TOLERÂNCIAS		
				PADRÃO I	PADRÃO II	PADRÃO III
PERFIL "U" SOLDADO		H		±3,0	±4,0	±5,0
		b	b ≤ 200	±3,0	±4,0	±4,0
			b > 200	±3,0	±4,0	±5,0
		k + k'	b ≤ 200	k e k' ≤ 2,0 ≤ 0,03b	≤ 0,04b	≤ 0,05b
			b > 200	≤ 0,03b	≤ 0,04b	≤ 0,04b
PERPENDICULARIDADE		k		≤ 0,01H ≤ 3,0	≤ 0,01h ≤ 4,0	—
EXCENTRICIDADE		s		≤ 3,0	≤ 3,0	—
ALTURA E LARGURA		d		±3,0	±4,0	—
		b		±3,0	±4,0	—

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas (continuação)

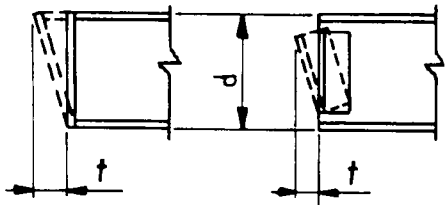
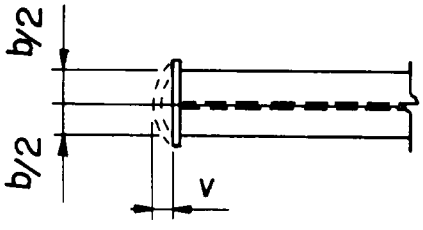
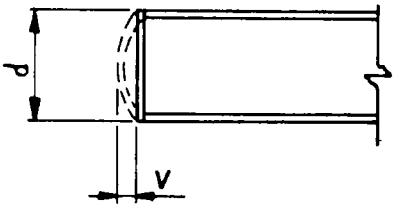
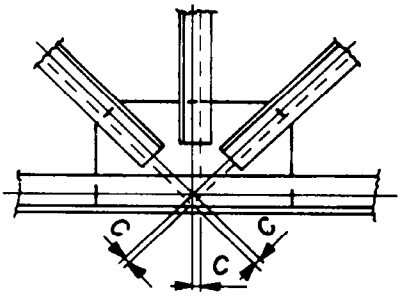
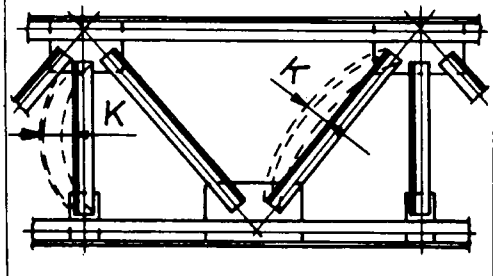
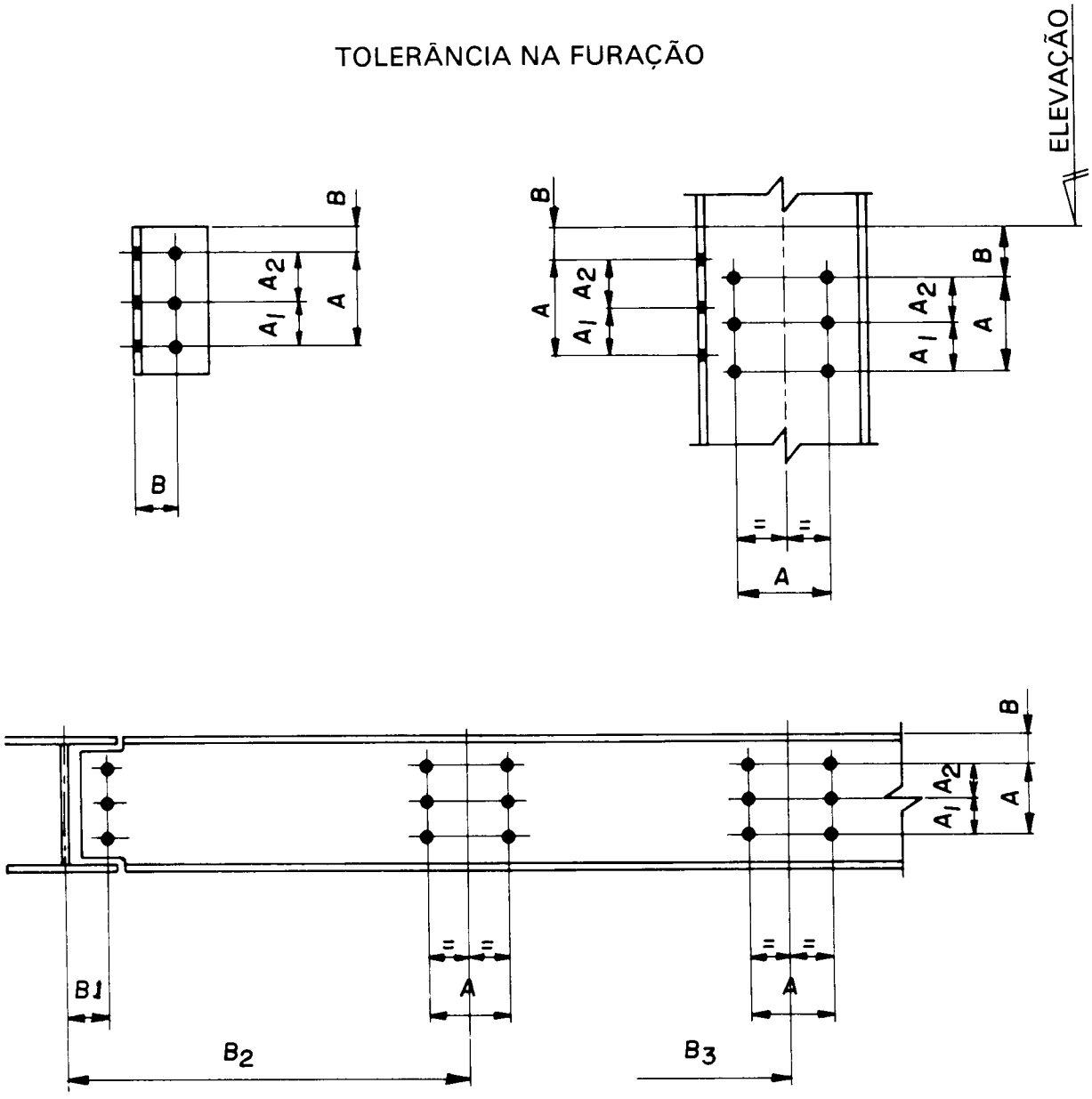
VARIÁVEIS		PARÂ-METROS		TOLERÂNCIAS		
				PADRÃO I	PADRÃO II	PADRÃO III
INCLINAÇÃO DA CONEXÃO		t	d ≤ 600	≤ 2,0	≤ 2,0	≤ 3,0
			b > 600	≤ 2,0	≤ 3,0	≤ 3,0
CURVATURA DA CONEXÃO		v	d ≤ 200	≤ 2,0	≤ 2,0	—
			b > 200	≤ 2,0	≤ 3,0	—
		v		0,002d ≤ 2,0	0,003d ≤ 3,0	—
FORA DE CENTRO		c		≤ 4,0	≤ 5,0	≤ 6,0
CURVATURA DE DIAGONAIS E MONTANTES	 L = COMPR. DA DIAGONAL E MONTANTE	k		≤ 0,001L ≤ 10,0	≤ 0,0012L ≤ 12,0	≤ 0,0015L ≤ 15,0

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas (continuação) Medidas em milímetros

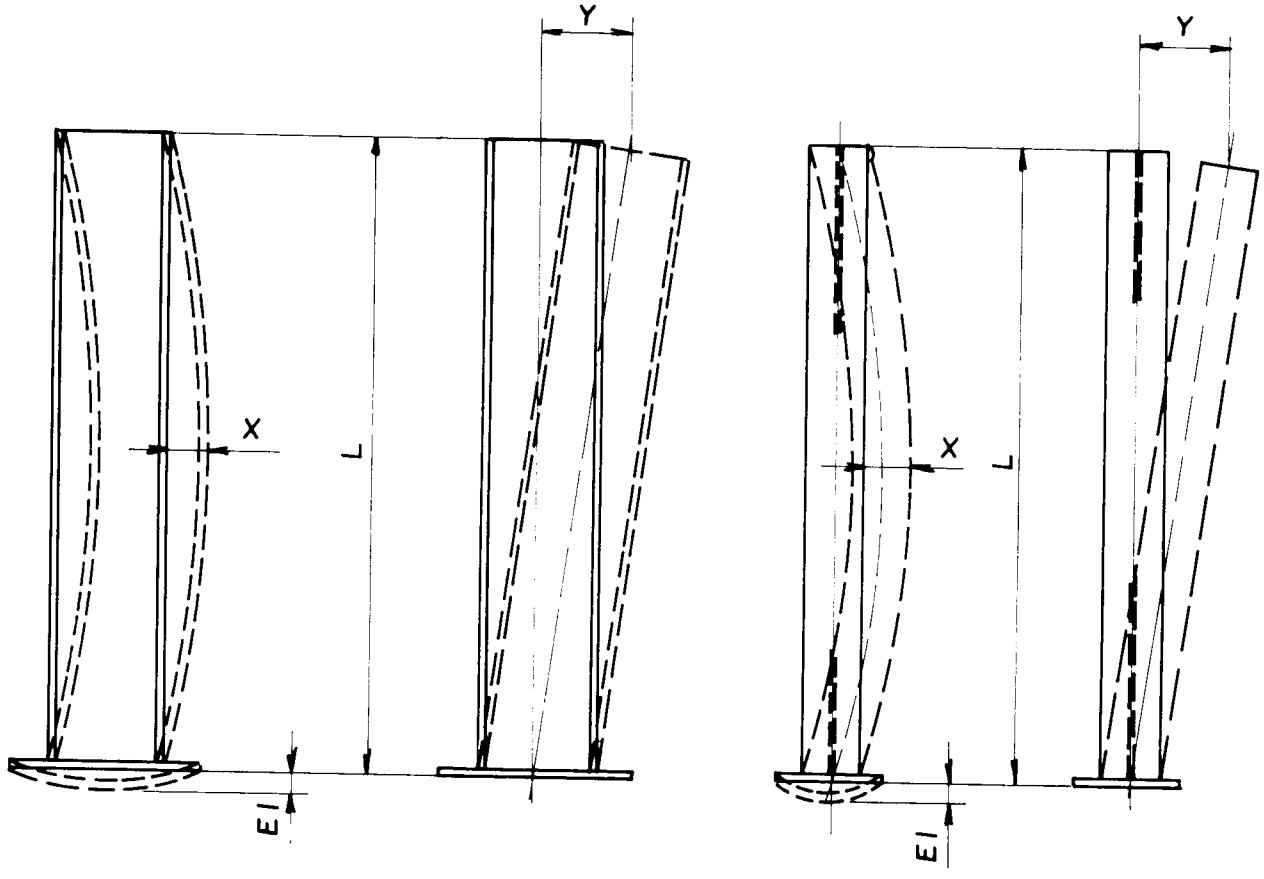
TOLERÂNCIA NA FURAÇÃO



VARIÁVEIS		PARÂ-METROS	TOLERÂNCIAS			
			PADRÃO I	PADRÃO II	PADRÃO III	
DIÂMETRO	À BROCA	φ	+ 1,0 − 0	+ 1,0 − 0	—	OBS.: AS TOLERÂNCIAS APLICÁVEIS AS DIMENSÕES A E B NÃO SÃO ACUMULATIVAS.
	À PUNÇÃO	φ	+ 2,0 − 0	+ 2,0 − 0	—	
ESPAÇAMENTO		A	± 2,0	± 2,0	—	
POSICIONA-MENTO	B	B ≤ 4000	± 2,0	± 2,0	—	
		4000 < B ≤ 9000	± 3,0	± 3,0	—	
		B > 9000	± 4,0	± 4,0	—	

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas (continuação)

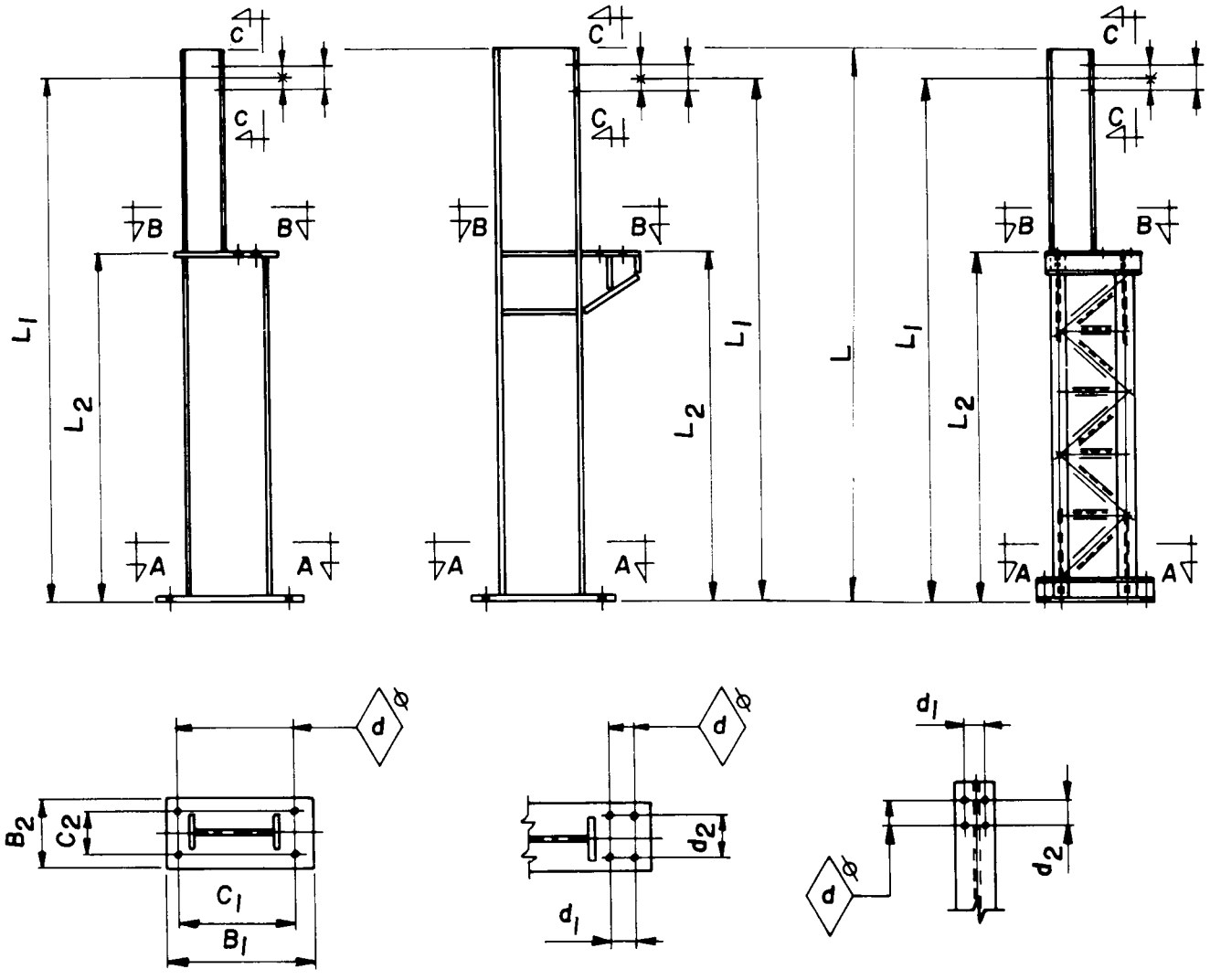
Medidas em milímetros



DEFORMAÇÕES	L ≤ 12000			L > 12000		
	PADRÃO I	PADRÃO II	PADRÃO III	PADRÃO I	PADRÃO II	PADRÃO III
X	* VEJA f EM PERFIL SOLDADO					
Y	≤3,0	≤4,0	—	≤4,0	≤5,0	—
E_1	≤3,0	≤4,0	—	≤4,0	≤5,0	—

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas (continuação)

Medidas em milímetros

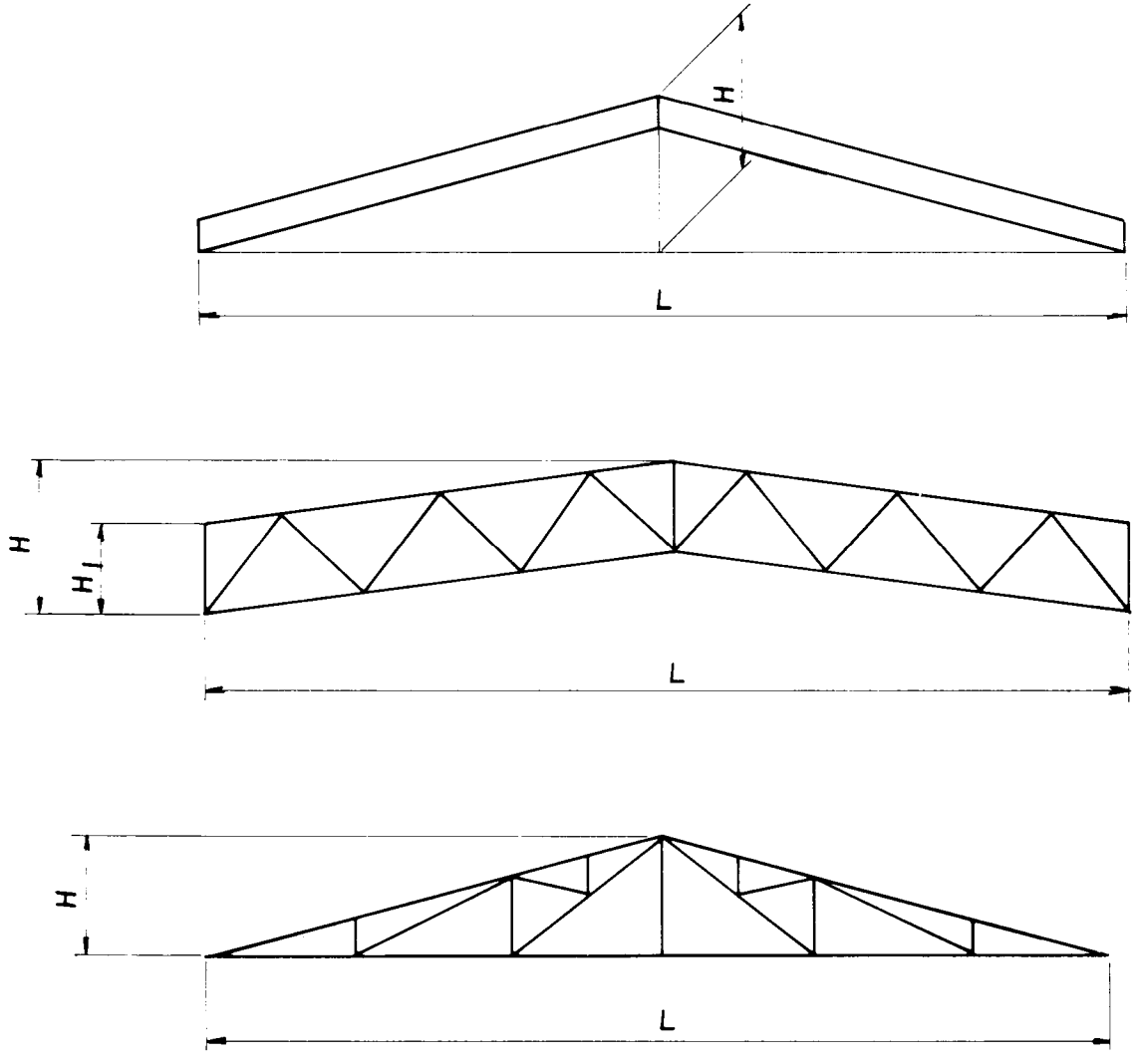


TOLERÂNCIAS PARA COLUNAS DE EDIFÍCIOS

	L1 e L2	B1 e B2	C1 e C2	d1 e d2	DIÂMETRO DO FURO - d		
					d ≤ 20	20 < d ≤ 50	d > 50
L > 12000	±4,0	±4,0	±3,0	±2,0	+2,0 −0	+3,0 −0	+4,0 −0
L ≤ 12000	±5,0						

Tabela 18.2 - Tolerâncias dimensionais para as estruturas (continuação)

Medidas em milímetros



TOLERÂNCIAS PARA TESOURAS DE EDIFÍCIOS

—	PADRÃO I	PADRÃO II	—
L ≤ 12000	L ±3	L ±4	—
L > 12000	±0,00025L	±0,00035L	—
H e H1	±3,0	±4,0	—

Tabela 18.3 - Tolerâncias dimensionais para o cordão de solda

CORDÃO TEÓRICO		e_c	5	6	8	≥10
TOLERÂNCIAS		A	0,4	0,5	0,6	0,8
		A				
		B				
		C	0,4			
		D	0			
		E	1,3	1,4	1,5	1,6
NOTA: As tolerâncias indicadas poderão ser aumentadas em 50% para trechos do comprimento do cordão inferiores a:		ΔL_c	25	25	25	40

Medidas em milímetros

CAPÍTULO 19

Limpeza e proteção das estruturas

19.1 - Introdução

As estruturas de aço executadas com aço-carbono (tipo A 36 ou similares), normalmente usadas em galpões industriais, para serem protegidas contra os efeitos corrosivos do meio-ambiente e apresentarem melhor aspecto estético necessitam de um sistema de proteção adequado, o que exigirá, também, um sistema de limpeza compatível.

Neste capítulo daremos uma idéia básica dos processos usuais de limpeza e proteção.

19.2 - Limpeza

A limpeza em estruturas metálicas é o processo pelo qual as peças passam antes de receber qualquer tratamento de superfície. A limpeza em aço ou ferro visa à remoção de óleo, gordura, graxas, casca de laminação e partes oxidadas. Os processos de limpeza mais empregados são os seguintes:

1 - Utilização de solventes

É feita com solventes isentos de óleos, aplicados sobre a superfície, com panos. O uso de estopas deverá ser evitado no preparo de superfície para receber pintura.

2 - Desagregação natural

Consiste em deixar a estrutura exposta às intempéries por determinado período, até que haja formação abundante de ferrugem sob a casca de laminação. A retirada da casca torna-se bastante fácil por meios mecânicos. Este processo é recomendado pelo SP-9 do SSPC.

3 - Limpeza manual

Empregam-se raspadeiras, escovas manuais ou mecânicas (com fios de aço ou bronze), lixadeiras, pistolas de agulhas etc.

Antes desta limpeza serão removidas por matelagem as camadas grossas de ferrugem e por meio de solvente óleos, gorduras etc.

Somente é admissível em pequenas peças, em que não seja possível utilizar outros meios.

4 - Limpeza mecânica

Empregam-se as mesmas ferramentas de limpeza manual, porém a preparação da superfície será feita de um modo mais completo para obtenção de brilho metálico.

5 - Limpeza com chamas

Consiste em rápida aplicação de um maçarico em chama sobre a superfície metálica. Por diferença de dilatação, há desagregação da casca de laminação. É muito utilizado na remoção de pinturas antigas. A limpeza final é feita com escova mecânica.

6 - Limpeza com jato abrasivo (areia ou granalha)

É o método mais empregado e de maior eficiência na preparação de superfícies para pintura. Para a execução destes serviços, os equipamentos mais utilizados são as máquinas de jato que, basicamente, são compostas de um reservatório para o abrasivo (areia ou granalha de aço), acoplado a uma tubulação de ar comprimido e a um tubo flexível com um bico na extremidade para a projeção do abrasivo na superfície metálica. Existem vários modelos destas máquinas, cujo funcionamento em pouco diferem, com variação somente na capacidade do reservatório e no número de saídas para a projeção do abrasivo.

Cabines de jato também são utilizadas com a mesma função, tendo como vantagens principais o reaproveitamento do material por sistema de succão e a não-contaminação do meio ambiente pelas partículas em suspensão, como ocorre no jateamento tradicional com areia. Como referência para o grau de limpeza, são utilizadas as normas sueca SIS-05-5900-1988, americana "Steel Structures Painting Manual vol. 1 e 2 - 1989 (SSPC)" e ABNT.

Um quadro com as normas utilizadas na preparação de superfícies é apresentado na Tabela 19.1.

Tabela 19.1 - Normas para preparação de superfícies

Tipos de preparação de superfície	Graus de preparação		
	Norma SIS 05 5900-1988 ISO 8501-1/88	**Norma VIS 1 SSPC - 1989**	**Norma ABNT**
Com ferramentas manuais ou mecânicas:			
Limpeza manual	St 2	SSPC-SP2	NBR 7346
Limpeza mecânica	St 3	SSPC-SP3	NBR 7347
Com jato abrasivo:			
Ligeiro (brushoff)	Sa 1	SSPC-SP7	NBR 7348
Comercial	Sa 2	SSPC-SP6	
Metal quase branco	Sa 2 1/2	SSPC-SP10	
Metal branco	Sa 3	SSPC-SP5	
Outros tipos:			
Limpeza com solventes		SSPC-SP1	NBR 7145
Limpeza a fogo		SSPC-SP4	
Decapagem química		SSPC-SP8	
Jato abrasivo		_	NBR 7350

7 - Decapagem

Entende-se por decapagem a retirada de qualquer camada de impureza depositada sobre uma superfície metálica. Os processos utilizados para realização da decapagem são diversos, dependendo do grau de limpeza desejada, do tipo de impureza depositada e do fim a que se destinam os materiais decapados.

Para atingir estes objetivos são usados processos mecânicos ou químicos, sendo comum a utilização de ambos os processos na realização da decapagem.

Aos processos mecânicos já nos referimos no item sobre limpeza. A decapagem química é um processo que consiste na remoção das camadas de impureza, obtendo-se a limpeza do material com o emprego de ácidos. Os ácidos empregados neste processo são: ácido clorídrico (muriático), ácido sulfúrico ou ácido fosfórico.

O processamento consiste em submeter o material a uma sucessão de banhos em tanques ou cubas, contendo ácido apropriado, obtendo-se normalmente a seguinte seqüência de operações: desengraxamento, decapagem e neutralização. Entre cada operação, procede-se à devida lavagem do material.

19.3 - Proteção

Os dois métodos mais usuais de proteção das estruturas de aço são a pintura e a galvanização.

1 - Pintura

Em estruturas metálicas, pintura é toda composição aplicada à superfície do aço com a finalidade de pretegê-la contra a corrosão causada pelo meio em que será exposta, de modo a garantir sua vida útil.

Se a estrutura não for adequadamente protegida, pode sofrer danos por corrosão durante o transporte, a estocagem e a montagem de campo, antes mesmo de sua utilização.

Normalmente, as peças estruturais são pintadas com uma a duas demãos de tinta de fundo (primer), imediatamente após sua limpeza, na oficina, e em seguida recebem uma a duas de mãos de tinta de acabamento.

Após a montagem de campo, todas as peças que ainda não receberam pintura (cabeças de rebites e parafusos, porcas, filetes de solda, áreas junto dos parafusos nas ligações por atrito etc.) devem ser retocadas com a mesma tinta de fundo, antes de receberem a tinta de acabamento.

a) Requisitos gerais

A limpeza de superfície é uma das etapas principais da pintura. O investimento feito com as melhores tintas e com a mão-de-obra para a sua aplicação poderá ser completamente perdido se a superfície não for **adequadamente tratada**. Por isso, a superfície metálica, antes de receber qualquer película de tinta, deve estar completamente seca, limpa, isenta de impurezas como sais, produtos da corrosão, partículas higroscópicas ou gorduras, de acordo com os métodos e normas de limpeza já referidos anteriormente.

Para obter-se uma vida útil máxima da estrutura, a aplicação é tão importante quanto a limpeza da superfície e a seleção correta da tinta. Todo sistema de pintura envolve as diversas fases, que vão desde a preparação da superfície até a pintura de acabamento. Geralmente, a pintura propriamente dita se inicia com a homegeneização de cada componente da tinta e o ajuste de sua viscosidade ao processo de aplicação escolhido.

A maioria das tintas é fornecida na viscosidade conveniente para aplicação a pincel ou a rolo. Para aplicação com pincel a ar é necessária uma viscosidade mais baixa.

Cada método de aplicação apresenta vantagens, desvantagens e limitações no emprego e nos resultados. Os mais usados são:

1 - O de pulverização a ar comprimido é o mais versátil, sendo, por isso mesmo, o "convencional". Consiste na utilização de pistolas, encontradas no mercado em grande quantidade de modelos, o que permite um bom número de combinações, possibilitando a aplicação dos mais variados tipos de tinta e a obtenção de efeitos especiais. Este é o mais rápido e econômico médoto de pintura, mas o que exige maiores conhecimentos especializados.

2 - O de aplicação por pulverização sem ar ("airless") é particularmente indicado para pintura de chaparia e grandes estruturas; facilita a aplicação de tintas viscosas praticamente sem necessidade de solvente, alcançando grande espessura por demão.

3 - O de aplicação da primeira demão de tinta de fundo com pincel geralmente é considerado uma boa prática, quando se pretende obter um contato mais íntimo da tinta com a superfície, principalmente na vedação.

4 - O da aplicação com rolos é uma alternativa recomendada para superfícies planas de grande extensão, sendo útil também na pintura de telas de arame.

5 - O método de aplicação por imersão é usado em determinados casos, proporcionando formação rápida, contínua e uniforme da película. Este método é econômico, tanto em material quanto em trabalho, mas as peças a serem pintadas não devem ter ângulos agudos, recessos e outros acidentes que dificultem a penetração da tinta.

O sistema de pintura é elaborado tendo em vista a necessária e suficiente resistência ao ambiente, durante um tempo mínimo, adequado a tornar a pintura econômica.

O estudo do ambiente tem por objetivo o conhecimento de suas características químicas, isto é, não só quanto à sua agressividade mas também quanto à existência de condições abrasivas, radiações, esforços mecânicos etc. Basicamente, há três ambientes definidos para os tipos de pintura: ambiente rural, industrial e orla marítima.

b) Superfícies inacessíveis
Após a montagem de oficina, algumas peças estruturais compostas de perfis simples apresentam superfícies internas inacessíveis a um tratamento anticorrosivo adequado. Para evitar que estas superfícies fiquem sem a devida proteção, alguns cuidados são recomendados na execução das peças compostas, em sua maioria constituídas de cantoneiras duplas.

Quando as superfícies são de grandes dimensões, como em cantoneiras de abas largas com pequenas separações entre elas, deve-se proceder ao tratamento de pintura adequado em cada componente isolado, nas partes internas, e, depois do conjunto pronto, completa-se a pintura aplicando-se o mesmo tratamento no restante da peça. Quando se trata de superfícies pequenas, com espaço suficiente, o acesso às partes internas pode ser feito depois do conjunto pronto. Neste caso, a limpeza é realizada por meio de escovas rotativas e a aplicação da pintura de base de acordo com o método adotado.

c) Superfícies em contato
As superfícies em contato nas ligações rebitadas ou parafusadas por contato podem ser pintadas sem restrição.

As superfícies em contato nas ligações por atrito, com parafusos de alta resistência, não devem receber pintura de oficina, exceto no que for permitido pela NBR 8800 ou apêndice E do AISC (ver cap. 4), com aprovação do projetista. Estas superfícies que não receberam pintura devem ser jateadas e protegidas contra a oxidação, por meio de vernizes de fácil remoção. Não se deve usar, nestes casos, como proteção, nenhum material graxo.

d) Superfícies adjacentes às soldas de campo
Não devem receber pintura as áreas destinadas à solda de campo. Após a soldagem, estas áreas devem receber a devida limpeza com escova de aço até o padrão st 3, desde que o jateamento abrasivo não seja técnica e economicamente recomendado,e pintura idêntica à da oficina, com tinta de fundo, antes da pintura de acabamento.

2 - Galvanização ou zincagem
Dá-se o nome de galvanização ao processo de proteção do aço contra a corrosão, recobrindo-o com uma camada de zinco metálico.

O termo é uma homenagem ao fisiologista Luigi Galvani, primeiro cientista a observar que pode ser gerada uma corrente elétrica no contato entre metais diferentes.

A galvanização funciona como um revestimento de grande resistência à corrosão, em função das propriedades de proteção catódica do zinco.

A duração da proteção depende fundamentalmente da espessura da camada de zinco depositada, sendo que esta deve ser constante, uniforme ou com o mínimo de variações possível (Fig. 19.1).

Os princípios básicos da zincagem por imersão permanecem praticamente inalterados desde a sua introdução na indústria, consistindo do seguinte: tratamento prévio (desengraxamento, decapagem); fluxagem, secagem em estufas, banho de zinco e resfriamento.

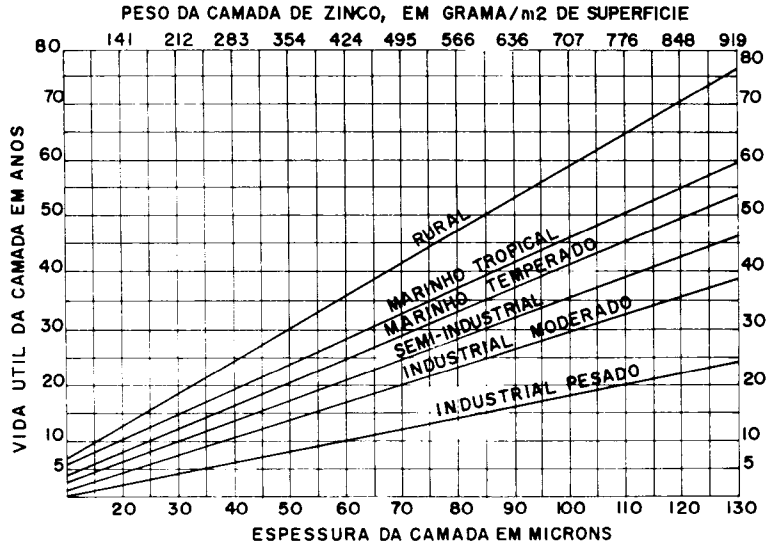


Fig. 19.1 - Vida útil x espessura do zinco, de acordo com a atmosfera

19.4 - Especificação de pintura

Existem grandes variações de esquemas de pintura, dependendo da agressividade do meio onde a obra estará situada e do período em que se quer renovar a pintura de acabamento.

Os exemplos a seguir são para um período de renovação de pintura de aproximadamente cinco a oito anos.

1 - Ambiente rural, urbano e industrial leve
Jato - comercial (SSPC-SP6)
Base - 2 demãos x 30 µm de zarcão alquídico de secagem rápida.
Acabamento - 2 demãos x 30 µm cada de acabamento alquídico, semibrilhante.

2 - Ambiente industrial agressivo
Jato - metal quase branco (SSPC-SP10)
Base - 2 demãos x 30 µm cada de zarcão óxido de ferro epóxi, a dois componentes, amino ou poliamida curado.
Acabamento - 2 demãos x 30 µm cada acabamento epóxi semibrilhante, a dois componentes, poliamida.

3 - Ambiente marinho
Jato - metal quase branco (SSPC-SP10)
Base - 1 demão x 70 µm de epóxi rico em zinco, a dois componentes, poliamida.
Acabamento - 2 demãos x 30 µm cada de acabamento epóxi, semibrilhante, a dois componentes, poliamida.

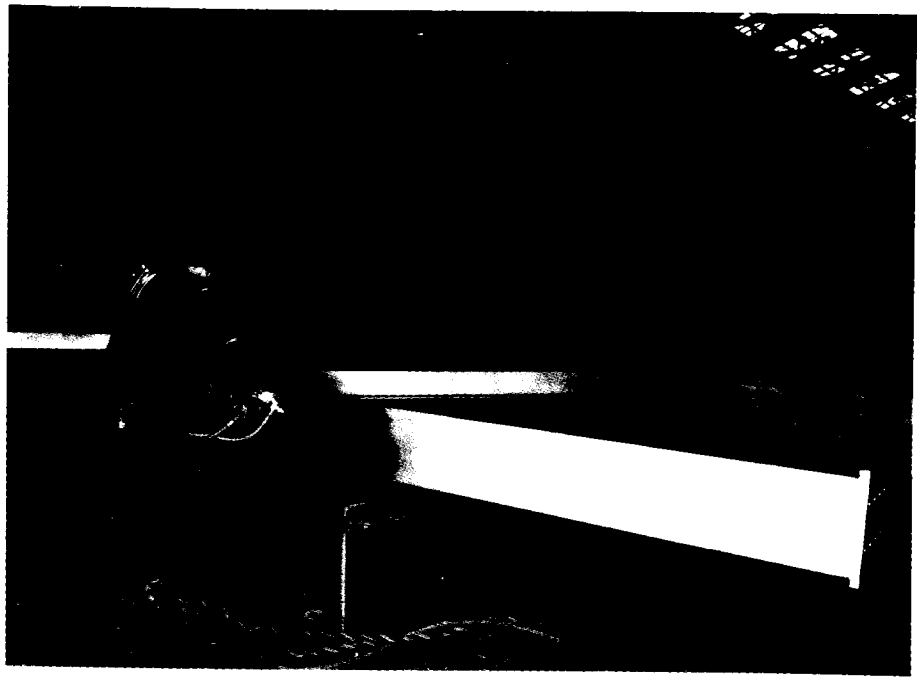


Foto 19.1 - Pintura a ar comprimido

19.5 - Informações adicionais

Durante a fase de elaboração do projeto, o projetista pode através da sua concepção minimizar os efeitos da corrosão em partes da estrutura, como: em relação à composição de perfis; nas ligações soldadas; na previsão ou fechamento de recortes, que podem reduzir em muito os pontos de corrosão, e pequenos gastos adicionais com a estrutura, que podem ser totalmente compensados pela minimização dos custos de proteção e manutenção.

1) Cordões de solda contínuos são preferíveis aos intermitentes, pois não deixam nenhum ponto para início da corrosão. Caso se usem cordões intermitentes, a solução é usar massa de vedação entre eles (Fig. 19.2).

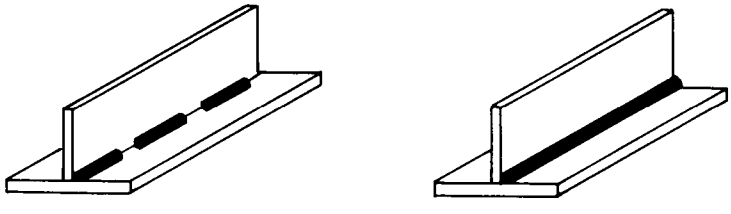
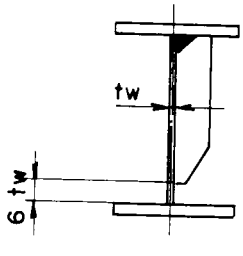


Fig. 19.2

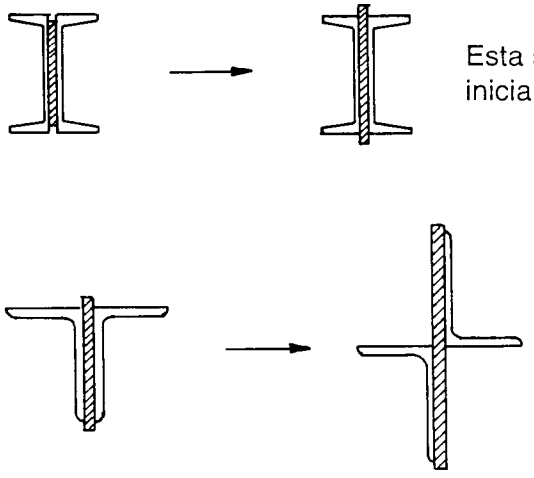
2) Os pontos com dificuldade de acesso devem ser eliminados, com melhor indicação de projeto (Fig. 19.3).



Muito pequenos, dificultam o jateamento e a pintura. A solução é o preenchimento com solda ou **ampliando-os**, para permitir melhor tratamento da região.

Fig. 19.3

3) Na composição dos perfis pode-se, também, reduzir estes pontos (Fig. 19.4).



Esta solução permite eliminar os pontos iniciais de corrosão.

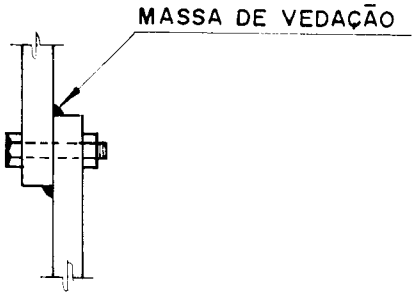
Melhor solução, pois permite uma proteção inicial e futura sem problemas.

Fig. 19.4

A solução parafusada permite uma proteção inicial sem problemas, pois permite o jateamento e a pintura das partes internas antes da composição.

Fig. 19.5

4) Nas ligações de parte da estrutura



As juntas por atrito normalmente não recebem pintura. O maior problema é a corrosão por capilaridade em regiões muito úmidas. A saída é o uso de tintas à base de zinco que, se aplicadas à superfície, não reduzem o atrito das partes conectadas e impedem o aparecimento de corrosão. A outra solução é colocar massa de vedação (Fig. 19.6).

Fig. 19.6

CAPÍTULO 20

Transporte

20.1 - Meios de transporte

A estrutura metálica utiliza todos os meios de transporte: rodoviário, ferroviário, marítimo, fluvial e aéreo, com predominância para os dois primeiros.

Meios de transporte	Vantagens	Desvantagens
Rodoviário	Porta a porta Pouco manuseio de carga Avaria praticamente nula Seguro por conta do transportador Regularidade-continuidade Rapidez no transporte	Percursos limitados Oscilações da oferta de veículos por parte dos carreteiros
Ferroviário	Grande capacidade de carga Fretes mais atraentes	Viagens mais demoradas Difícil controle
Marítimo e fluvial	Porto a porto Grande capacidade de carga Fretes mais baratos	Muito manuseio de carga Grandes avarias Saídas e chegadas irregulares
Aéreo	Maior rapidez Avarias praticamente nulas Regularidade de transporte	Fretes mais elevados Capacidade de carga limitada Número de aviões reduzido para transporte Atendimento setorial prejudicado

20.2 - Arrumação para transporte

As cargas devem ser colocadas sobre o veículo, que as transportará de forma a não sofrerem danos durante o trajeto. São utilizados calços de madeira ou outro material como espaçadores entre as peças e como suportes para uma distribuição uniforme do peso sobre a superfície do veículo.

Devem ser devidamente amarradas e travadas, utilizando-se proteções nas quinas para evitar rompimento dos cabos de amarração ou danos nas estruturas.

20.3 - Gabaritos

Para os transportes mais usuais devem ser obedecidos os seguintes gabaritos:

1 - Gabaritos rodoviários

Para o transporte rodoviário são consideradas normais as seguintes dimensões:

Largura máxima	2,60 m
Altura máxima	4,4 m (a partir do solo)
Comprimento da carga	12,00 m + 10%

Comprimento total:

Veículo simples	13,20 m
Veículo articulado	18,15 m
Veículo com reboque	19,80 m

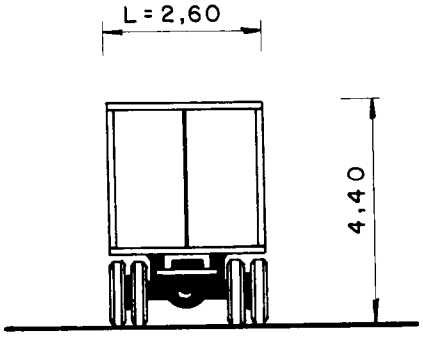


Fig. 20.1 - Dimensões de altura e largura normais

Quanto ao peso transportado, as limitações dependem do tipo de veículo:

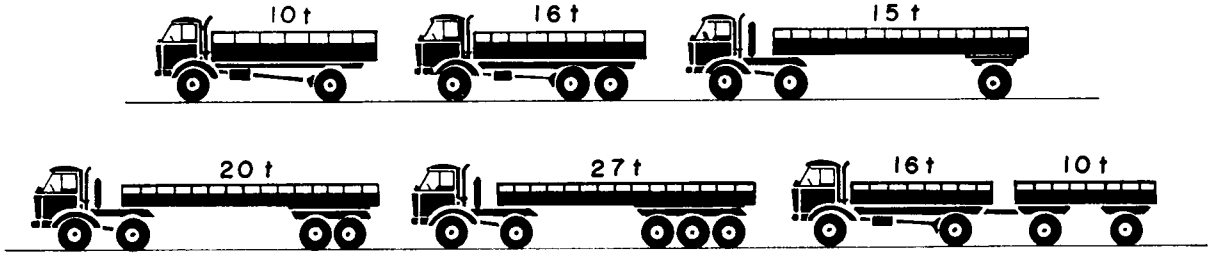


Fig. 20.2 - Tipos de veículo e suas capacidades

Quando as dimensões ou as cargas excedem as indicadas, os transportes são considerados especiais e dependem da prévia autorização do DNER - Veja Tabela 20.1.

Tabela 20.1 - Tabela para dimensionamento e qualificação de escolta para transporte rodoviário - Um veículo

Características do veículo		Características das rodovias							
		de pista simples				de pistas duplas			
dimensões em metro peso em ton.		nº de veículos de escolta			velocidade	nº de veículos de escolta			velocidade
		Credenciada	Polícia Rod. Federal	Total	km/h	Credenciada	Polícia Rod. Federal	Total	km/h
largura	Até 2,60	Normal				Normal			
	2,61 a 3,20	Licença	especial		60	Licença	especial		60
	3,21 a 3,80	1	_	1	40	1	_	1	50
	3,81 a 5,00	2	_	2	20	1	_	1	30
	> 5,00	1	1	2	*	1	1	2	*
comprimento	Até 18,15	Normal				Normal			
	18,16 a 25,00	Licença	especial		60	Licença	especial		60
	25,01 a 30,00	1	_	1	50	1	_	1	60
	30,01 a 35,00	2	_	2	50	1	_	1	50
	> 35,00	1	1	2	*	_	1	1	*
altura	Até 4,40	Normal				Normal			
	4,41 a 5,00	Licença	especial		60	Licença	especial		60
	5,01 a 5,50	1	_	1	40	1	_	1	40
	> 5,50	_	1	1	30	_	1	1	30
peso	Até 60 t	_	_	_	50	_	_	_	60
	61 a 80 t	1	_	1	40	1	_	1	50
	> 80 t	1	1	2	*	1	1	2	*

* A critério do DNER

2 - Gabaritos ferroviários

Quanto ao gabarito ferroviário, são observadas as seguintes dimensões para o transporte:

Bitola	Largura	Altura da carga	Comprimento da carga	Peso máximo
Larga - 1,60 m	2,5 a 2,80 m	2,85 m	16 a 19 m	75 t
Estreita - 1,00 m	2,30 m	2,45 m	16 a 19 m	60 t

É sempre conveniente, antes de planejar um transporte ferroviário, fazer uma consulta à Rede ferroviária Federal ou ao responsável pelo trecho para se inteirar de suas limitações, uma vez que túneis, raios de curva e pontes podem alterar as condições de transporte.

3 - Gabaritos marítimos e fluviais

Consultar o porto de origem e obter informações do porto de destino, tendo em vista o calado para os navios, capacidade e volume de carga, capacidade de carga e descarga dos portos e freqüência de navios naquela rota.

4 - Gabaritos aéreos

Este meio de transporte dificilmente é usado para estruturas metálicas, por suas limitações. Em casos excepcionais ou esporádicos, recorre-se ao transporte aéreo para o envio de peças pequenas, destinadas a obras muito distantes.

CAPÍTULO 21

Montagem

21.1 - Considerações gerais

Entende-se como montagem o ato de unir-se as peças que vão compor uma estrutura final, conforme especificado nos desenhos de projeto. É o coroamento de toda a obra, quando se saberá se houve ou não um bom projeto. Nesta fase a estrutura, ou parte dela, pode sofrer danos ou queda por um mal planejamento de montagem, ou por um projeto mal concebido ou mal detalhado.

Uma montagem bem elaborada necessita acima de tudo de um bom planejamento. As montagens de estruturas metálicas se caracterizam pela rapidez, precisão, adaptabilidade e confiabilidade.

21.2 - Principais etapas na montagem

1 - Planejamento

Para qualquer obra existem vários fatores que podem interferir na escolha do processo de montagem. Muitas vezes esta escolha fica limitada em face das dificuldades de montagem ou por seu alto custo, impondo condições que determinam ou influem na elaboração do projeto, como é típico no caso de pontes.

Em muitos casos, deve-se proceder a cuidadosos estudos para a definição do melhor processo de montagem, tendo-se em conta, também, os equipamentos que devem ser utilizados, o acesso à obra, as condições topográficas locais e o prazo, para se conseguir as soluções mais viáveis e econômicas.

Apesar destes cuidados, raramente duas estruturas idênticas são montadas da mesma maneira, com o mesmo custo ou ritmo de trabalho.

Desde o início, o plano de montagem deve merecer preparação cuidadosa e detalhada, de modo a tornar-se realmente seguro, eficiente e econômico, para facilitar ao máximo os trabalhos de campo, dentro dos limites de segurança, sem esquecer os custos adicionais que isso possa implicar em função do tempo disponível.

Em princípio, o método de montagem selecionado depende do prazo estabelecido e dos equipamentos disponíveis e, dentro destes princípios, escolher aquele que acarrete o menor risco para o pessoal e para os equipamentos.

O início da montagem está relacionado ao término das fundações e, em alguns casos, à locação dos chumbadores.

As considerações contidas no planejamento de montagem devem ser levadas ao conhecimento dos montadores, como orientação básica para o desenvolvimento de suas atividades.

Além destas providências, o canteiro deve receber, também, diagramas de montagem, listas de parafusos, listas de eletrodos de solda e de outros acessórios que sejam indispensáveis à correta execução da montagem de campo. É também importante que recebam uma cópia dos desenhos de detalhe, para facilitar qualquer correção devida a erros de detalhe ou fabricação.

2 - Estabilidade lateral

Deve-se proceder à verificação da estabilidade lateral das armações e das vigas quando içadas pelo centro, pelas extremidades (Fig. 21.1), ou por outros pontos.

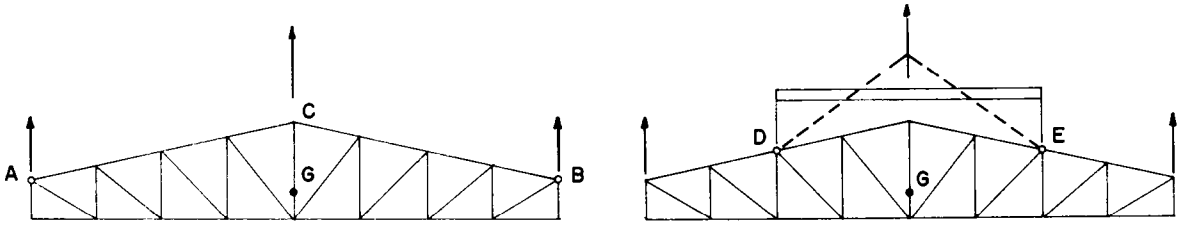


Fig. 21.1 - Estabilidade lateral das armações

Se lateralmente instáveis, providências devem ser tomadas quanto à necessidade de reforçar os membros, acrescentar alguma escora ou contraventamento horizontal provisório, ou usar cabos de aço estaiados na base etc.

Em montagem de edifícios industriais, a estabilidade longitudinal é feita por contraventamentos verticais, entre colunas, que é por onde se deve iniciar a montagem (Fig. 21.2.a,b), ou pela colocação de um provisório. A estabilidade lateral é conseguida pela montagem dos contraventamentos nos planos das terças ou das cordas inferiores das tesouras.

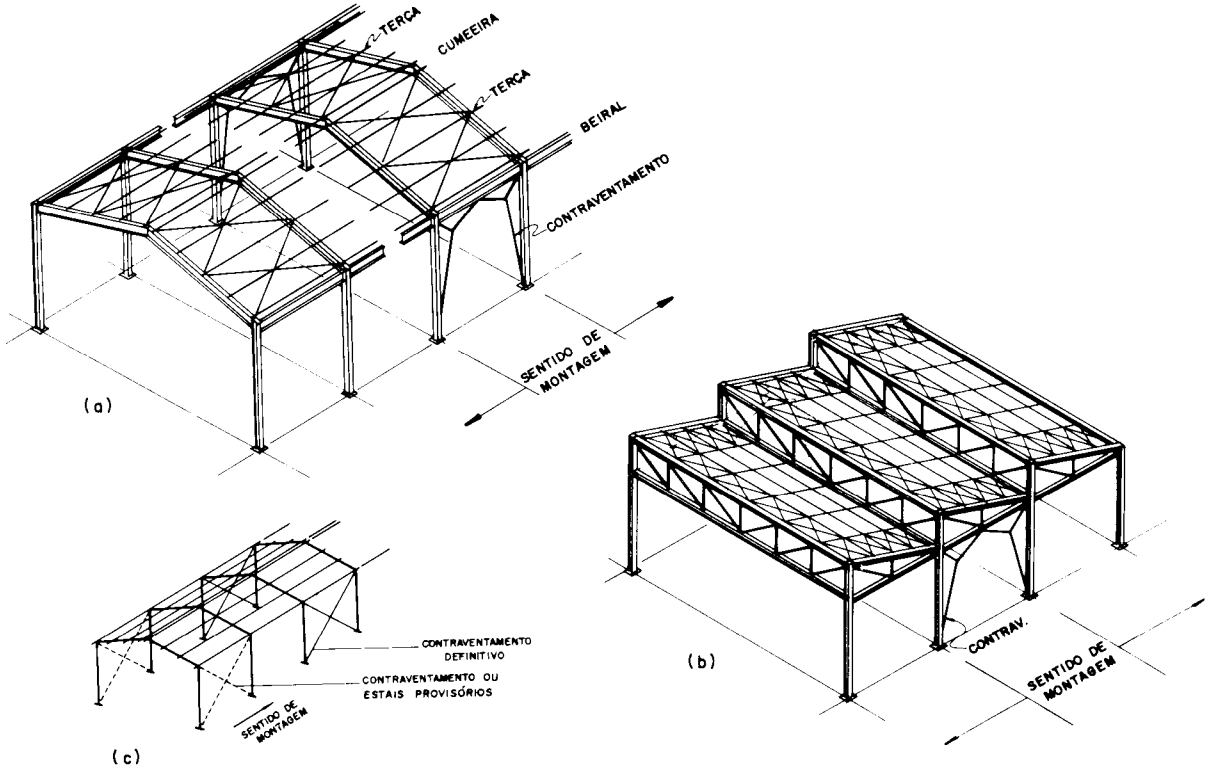


Fig. 21.2 - Posição para início de montagem

Em montagem de colunas de grande altura, deve-se utilizar estais provisórios, compostos de cabos de aço e esticadores, devidamente ancorados na base ou na própria estrutura, até que sejam colocadas as estruturas definitivas (Fig. 21.3).

O responsável pela execução da obra deve estar totalmente seguro de que os estais provisórios não figuem sujeitos a choques de veículos ou equipamentos que possam eventualmente transitar na área de montagem, podendo ocasionar situações desagradáveis ou até mesmo colapso da própria estrutura, com risco para a integridade física dos operários.

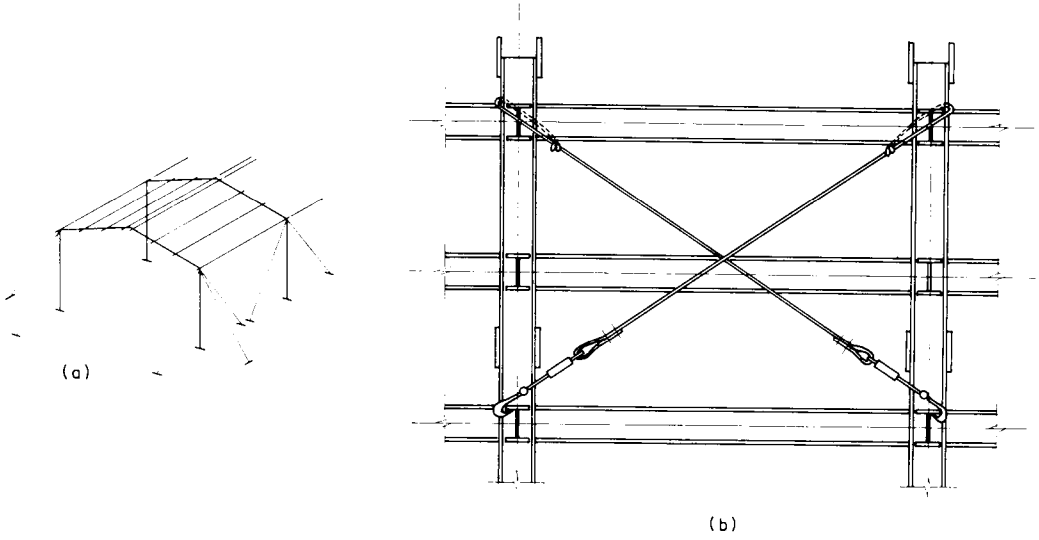


Fig. 21.3 - Estais provisórios

3 - Contraflechas

Dependendo do tamanho das peças, pode ser necessário aplicar uma contraflecha na viga ou na treliça durante a montagem. Quando necessárias, são indicadas nos diagramas de montagem. Geralmente, a exigência de contraflecha se aplica a treliças e vigas de rolamento com vãos acima de 20 m, ou em vigas mistas.

21.3 - Ligações de campo

A facilidade de execução das emendas de campo depende basicamente de sua concepção durante a fase de detalhamento, pois é comum verificar-se ligações de campo mal estudadas, que oneram muito a montagem. As ligações de campo são feitas por meio de parafusos ou de solda e raramente por meio rebites (casos especiais).

O emprego de espinas em furos destinados a parafusos, durante a montagem, não deve deformar o material ou alargar os furos. Devem ser rejeitados os furos com erros grosseiros de coincidência.

As superfícies de ligação, incluindo as adjacentes às cabeças dos parafusos, porcas ou arruelas, devem estar isentas de escamas de laminação, rebarbas, protuberâncias, sujeiras ou qualquer outra matéria estranha que possa prejudicar o perfeito assentamento das partes. As superfícies em contato com ligações por atrito devem estar isentas de óleo, verniz ou outros revestimentos, exceto os indicados na Tabela 4.3.

21.3.1 - Rebitagem

O processo de rebitagem, tanto na fabricação quanto na montagem de campo, está sendo totalmente substituído pela soldagem e pela parafusagem. O uso de rebites se restringe, quase que exclusivamente, aos serviços de reparo em antigas estruturas.

21.3.2 - Parafusagem

A parafusagem é o processo mais usado na montagem de campo, pela facilidade de sua execução. Os parafusos ASTM A307, também conhecidos como parafusos comuns, são geralmente utilizados em conexões de peças secundárias, não sujeitas a esforços dinâmicos, como terças, vigas de tapamento etc. As porcas correspondentes a estes parafusos devem ser apertadas de acordo com as especificações, de modo a evitar o seu afrouxamento. Para tanto, quando necessário, pode-se usar arruelas de travamento, porcas de travamento, porcas de obstrução, amassamento da rosca, ponto de solda etc.

Os parafusos de alta resistência ASTM A325, A490 ou equivalentes, são geralmente usados em ligações muito solicitadas ou sujeitas a cargas dinâmicas. Podem ser empregados em conexões a esmagamento, em que o esforço se transmite pelo contato do corpo do parafuso com a parede do furo, ou em conexões tipo fricção, pelo atrito entre as peças. Em conexões a esmagamento, as roscas podem estar incluídas nos planos de cisalhamento ou fora deles (ver capítulo 4).

É importante que o montador conheça as considerações de utilização do parafuso, para que dê o aperto ou torque adequado.

A NBR 8800/86, item 7.7.4, diz: "Os parafusos de alta resistência devem ser apertados de forma a obter uma força mínima de proteção adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso usado, como indicado na Tabela 21.1, independentemente de a ligação ser por atrito ou por contato. O aperto deve ser aplicado pelo método da rotação da porca, da chave calibrada, ou do indicador direto de tração" (ver itens 21.3.2.2 a 21.3.2.4). A Tabela 21.1 também está de acordo com o AISC/89.

Tabela 21.1 - Força de protensão mínima nos parafusos e valor de Torque[(a)]

A 325								A 490					
Ø Parafuso		Tração mínima (tm)		Tração recomendada para calibragem (b)		Torque (c) aproximado		Tração mínima		Tração recomendada para calibragem (b)		Torque (c) aproximado	
Pol.	mm	tf	kN (d)	tf	kN	kgm	Nm	tf	kN	tf	kN	kgm	Nm
1/2	12,7	5,4	53	5,7	56	14	137	6,8	66	7,0	69	18,6	183
5/8	16	8,6	85	9,0	89	27	265	10,9	106	11,3	111	36,6	359
3/4	19	12,7	125	13,3	131	48	471	15,9	156	16,7	164	63,4	622
7/8	22	17,7	173	18,6	182	79	775	22,2	216	23,1	227	102,6	1007
1	25,4	23,1	227	24,2	238	118	1157	28,8	283	30,2	297	152	1494
1 1/8	28,6	25,4	250	26,7	262	145	1422	36,4	357	38,2	375	213	2089
1 1/4	32	32,2	317	33,8	333	205	2011	46,2	453	48,5	476	310	3047
1 3/8	35	38,5	380	40,4	399	270	2648	54,8	538	57,5	564	403	3952
1 1/2	38	46,8	460	49,1	483	355	3482	67,2	659	70,6	692	535	5245

(a) Igual a 70% da resistência mínima à tração, especificada para o parafuso = 0,7 A_n . F_u (A_n e F_u conforme Tabelas 4.1 e 4.3, respectivamente).

(b) ~ 5% maior do que a tração mínima recomendada.
Se necessário, em função das condições de acesso ao parafuso e das folgas para manuseio da ferramenta, o aperto pode ser dado girando-se a cabeça do parafuso e impedindo a porca de girar. Quando forem usadas chaves de impacto, sua capacidade deverá ser suficiente para obter-se o aperto desejado de cada parafuso em aproximadamente 10 segundos.

(c) ~ 2 . ϕ (cm) . tm

(d) 1tf = 9,81 kn.

1 - Arruelas

Adicionalmente às exigências do capítulo 4, item 4.5, e da Tabela 4.6, deverão ser usadas arruelas endurecidas nas seguintes situações:

a) Sob o elemento que gira (porca ou cabeça do parafuso) durante o aperto, no caso da parafusos A490 apertados pelo método da rotação da porca e no caso de parafusos A325 ou A490 apertados com chave calibrada (isto é, por controle de torque);

b) Sob o elemento que não gira durante o aperto, no caso de parafusos A490, quando esse elemento se assenta sobre um aço estrutural com limite de escoamento inferior a 2,8 tf/cm^2 (280 MPa).

2 - Aperto pelo método da rotação da porca

Quando for usado o método de aperto pela rotação da porca para aplicar a força de protensão mínima especificada na Tabela 21.1, deve haver número suficiente de parafusos na condição de pré-torque, de forma a garantir que as partes estejam em pleno contato. A condição de pré-torque é definida como o aperto obtido após poucos impactos aplicados por uma chave de impacto, ou pelo esforço máximo aplicado por um indivíduo usando uma chave normal. Após esta operação inicial, devem ser colocados parafusos nos furos restantes.

Esses parafusos também devem ser levados à condição de pré-torque. Todos os parafusos de ligação deverão então receber um aperto adicional, através da rotação aplicável da porca, como indicado na Tabela 21.2. Esta operação deve começar na parte mais rígida da ligação e prosseguir em direção às bordas livres. Durante essa operação, a parte oposta àquela em que se aplica a rotação não pode girar.

3 - Aperto com chave calibrada

Quando forem usadas chaves calibradas, elas devem ser reguladas para fornecer uma protensão pelo menos 5% superior à protensão mínima dada na Tabela 21.1. As chaves devem ser calibradas pelo menos uma vez por dia de trabalho, para cada diâmetro de parafuso a instalar. Elas devem ser recalibradas quando forem feitas mudanças significativas no equipamento ou quando for notada uma diferença significativa nas condições de superfície dos parafusos, porcas e arruelas. A calibragem deve ser feita por meio do aperto de três parafusos típicos de cada diâmetro, retirados do lote de parafusos a serem instalados, em um dispositivo capaz de indicar a tração real no parafuso.

Na calibragem deve ser verificado que, durante a instalação dos parafusos na estrutura, a calibragem escolhida não produza uma rotação da porca ou da cabeça do parafuso, a partir da posição de pré-torque, superior à indicada na Tabela 21.2. Caso sejam usadas chaves manuais com torquímetro, quando o torque for atingido as porcas deverão estar em movimento de aperto. Durante a instalação de vários parafusos na mesma ligação, aqueles já apertados previamente devem ser testados com a chave e reapertados caso tenham "folgado" durante o aperto de parafusos subseqüentes, até que todos os parafusos atinjam o aperto desejado.

Tabela 21.2 - Rotação da porca [a] a partir da posição de pré-torque

Comprimento do parafuso (medido da parte inferior da cabeça à extremidade)	Disposição das faces externas das partes parafusadas		
	Ambas as faces normais ao eixo do parafuso	Uma das faces normal ao eixo do parafuso e a outra face inclinada não mais que 1:20 (sem arruela biselada)	Ambas as faces inclinadas em relação ao plano normal ao eixo do parafuso não mais que 1:20 (sem arruelas biseladas)
Inferior ou igual a 4 diâmetros	$\frac{1}{3}$ de volta	$\frac{1}{2}$ volta	$\frac{2}{3}$ de volta
Acima de 4 diâmetros até no máximo 8 diâmetros, inclusive	$\frac{1}{2}$ volta	$\frac{2}{3}$ de volta	$\frac{5}{6}$ de volta
Acima de 8 diâmetros até no máximo 12 diâmetros [b]	$\frac{2}{3}$ de volta	$\frac{5}{6}$ de volta	1 volta

(a) A rotação da porca é considerada em relação ao parafuso, sem levar em conta o elemento que está sendo girado (porca ou parafuso). Para parafusos instalados com 1/2 volta ou menos, a tolerância na rotação é de mais ou menos 30°; para parafusos instalados com 2/3 de volta ou mais, a tolerância na rotação é de mais ou menos 45°.

(b) Nenhuma pesquisa foi feita para estabelecer o procedimento a ser usado para aperto pelo método da rotação da porca, para comprimentos de parafusos superiores a 12 diâmetros. Portanto, a rotação necessária deverá ser determinada por ensaios em um dispositivo adequado, que meça a tração e simule as condições reais.

4 - Aperto pelo uso de um indicador direto de tração

É permitido apertar parafusos por esse método, desde que possa ficar demonstrado, por um método preciso de medida direta, que o parafuso ficou sujeito à força mínima de protensão dada na Tabela 21.1, após o aperto.

5 - Reutilização de parafusos

Os parafusos A490 e os parafusos A325 galvanizados não podem ser reutilizados. Os demais parafusos A325 podem ser reutilizados uma vez, se houver aprovação do engenheiro responsável. O reaperto de parafusos previamente apertados e que se afrouxarem durante o aperto de parafusos vizinhos não é considerado como reutilização.

Para evitar erros na colocação dos parafusos, o montador deve trabalhar com a lista de parafusos de campo elaborada pelo detalhamento, que indica, para cada junção, quais os diâmetros, tipos e comprimento que serão usados.

6 - Inspeção (item 7.7.5 da NBR 8800/86)

1 - "O inspetor deverá se assegurar de que, para toda a obra, sejam atendidos os requisitos do capítulo 4.

O inspetor deve ter livre acesso para acompanhar a calibragem de chaves, conforme prescrito em 2.3.

2 - O inspetor deverá observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi escolhido está sendo seguido de forma adequada, devendo verificar se todos os parafusos estão apertados. Parafusos apertados pelo método da rotação da porca podem atingir protensões substancialmente mais altas que as recomendadas na Tabela 21.1, sem que isso constitua motivo para rejeição.

3 - *Quando for usado o método do indicador direto de tração, o inspetor deverá observar* a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi aprovado está sendo usado devidamente e deverá verificar se foi atingida a protensão correta, conforme a Tabela 21.1.

4 - Quando houver diferença de opinião quanto aos resultados de inspeção da força de protensão obtida pelo método da rotação da porca ou da chave calibrada, a seguinte inspeção de arbitragem deve ser usada, a menos que outro procedimento tenha sido especificado:

a) O inspetor deve usar uma chave de inspeção com torquímetro;

b) Três parafusos do mesmo tipo, diâmetro (com um comprimento que seja representativo dos parafusos usados na estrutura) e condições daqueles sob inspeção, devem ser colocados individualmente em um dispositivo de calibragem capaz de indicar a tração no parafuso. A superfície sob a parte a ser girada durante o aperto de cada parafuso deve ser igual à superfície correspondente da estrutura, isto é, deve existir uma arruela sob a parte que gira, caso sejam usadas arruelas na estrutura, ou, se estas não forem usadas, o material adjacente à parte que gira deve ser da mesma especificação do material correspondente na estrutura;

c) Cada parafuso especificado na alínea b) deve ser apertado no dispositivo de calibragem por qualquer método conveniente, até atingir uma condição inicial com aproximadamente 15% do valor da protensão exigida para o parafuso na Tabela 22.1, e a seguir até atingir o valor daquela protensão. O aperto dado após a condição inicial não pode resultar em rotação da porca maior que a permitida na Tabela 21.2. A chave de inspeção deve então ser aplicada ao parafuso que foi apertado, devendo ser determinado o torque necessário para girar a porca ou a cabeça de 5 graus, no sentido de aperto. O torque médio obtido nos ensaios de três parafusos deve ser tomado como o torque de inspeção da obra, a ser usado da maneira especificada na alínea d) seguinte;

d) Os parafusos representados pela amostra obtida como na alínea (b), e que tenham sido apertados na estrutura, devem ser inspecionados pela aplicação, no sentido do aperto, da chave de inspeção e seu respectivo torque de inspeção da obra; isto deve ser feito em 10% dos parafusos, porém, em não menos de dois, escolhidos aleatoriamente em cada ligação. Se nenhuma porca ou cabeça de parafuso girar pela aplicação do torque de inspeção da obra, a ligação deve ser aceita como adequadamente apertada. Se alguma porca ou cabeça de parafuso girar pela aplicação do torque de inspeção, esse torque deve ser aplicado a todos os parafusos da ligação, e todos os parafusos cuja porca ou cabeça girarem pela aplicação do torque de inspeção da obra devem ser apertados e reinspecionados ou, alternativamente, o fabricante ou montador, à sua escolha, poderá reapertar todos os parafusos na ligação, re-submetendo-a à inspeção especificada."

21.3.3 - Soldagem

A soldagem de campo é outro processo indicado como solução ideal para ligação de algumas peças ou de toda uma obra, dependendo das circunstâncias favoráveis que envolvem este processo.

Para execução das conexões soldadas, o montador dispõe das informações contidas nos diagramas de montagem e nas listas de eletrodos referentes aos detalhes de solda, à localização das conexões soldadas, ao tamanho ou tipo de eletrodo, ao tipo da junta que pode ser executada em filete de topo, com penetração total ou parcial. Qualquer outro tipo de operação, como, por exemplo, se há ou não necessidade de pré-aquecimento, deve vir especificado para o montador no procedimento de solda.

Todas as partes de superfícies que recebem soldas devem ser totalmente limpas, de modo a ficarem isentas de matérias estranhas como tintas, graxas etc.

Para simbologia, dimensões, tipos etc., veja capítulo 3.

21.4 - Tensões de montagem

As tolerâncias de fabricação e as de montagem de campo, embora admissíveis, introduzem esforços secundários à estrutura, ocasionando efeitos e deformações que são desprezíveis em face das considerações do cálculo estrutural.

Entretanto, precauções especiais devem ser levadas em conta com relação às solicitações que ocorrem durante a montagem, quase que provenientes do uso de equipamentos.

As peças assim solicitadas nem sempre são dimensionadas por ocasião da elaboração do projeto estrutural. Esta providência normalmente ocorre após a definição do sistema e da escolha dos equipamentos.

Cabe, pois, ao engenheiro montador a responsabilidade de verificar a resistência das vigas e de suas conexões para suportar as cargas dos equipamentos, reforçando-as, quando necessário. Esta verificação deve ser aprovada pelo engenheiro projetista, que dispõe dos elementos de cálculo e pode, assim, melhor analisar a solução encontrada pelo montador.

Acresce, ainda, a circunstância de que nem sempre ocorre sobrecarga de tensões durante a montagem, podendo verificar-se, também, inversões de esforços em alguns membros, particularmente em treliças de ponte, quando é feita por lançamento sobre pilares ou rolos.

21.5 - Estocagem no canteiro de obras

Nem sempre a fabricação de uma estrutura se processa de acordo com a seqüência necessária para a montagem de campo.

Por medida de economia, todos os membros iguais ou semelhantes são normalmente fabricados numa mesma operação, havendo certa preferência na fabricação de vigas de alma cheia ou de outros membros simples.

À medida que as peças são fabricadas, são embarcadas para o campo e estocadas no canteiro de obras, onde se acumula grande quantidade de peças, antes mesmo do início da montagem. Esta estocagem é de fundamental importância para que os serviços de montagem se processem normalmente, sem descontinuidade das operações. Sempre que possível, o montador deve estocar o material recebido em áreas próprias, dispondo-o em ordem, de forma que não venham a ocorrer manuseios ou relocações desnecessárias.

Cuidados especiais devem ser tomados, ainda, para que não ocorram deformações, perda de peças de dimensões reduzidas e danos na pintura.

As peças de dimensões maiores, como vigas de rolamento, colunas etc., devem ficar perfeitamente apoiadas sobre peças de aço ou madeira, de forma que não venham a sofrer tensões ou empenos e não fiquem em contato com o solo, evitando, assim, a impregnação com barro, terra ou outros materiais que provoquem deterioração da pintura (Fig. 21.4.a).

As peças de menores dimensões, como conexões, calços, parafusos etc., devem ser estocadas em caixas de madeira com dimensões que facilitem o seu deslocamento (Fig. 21.4.b).

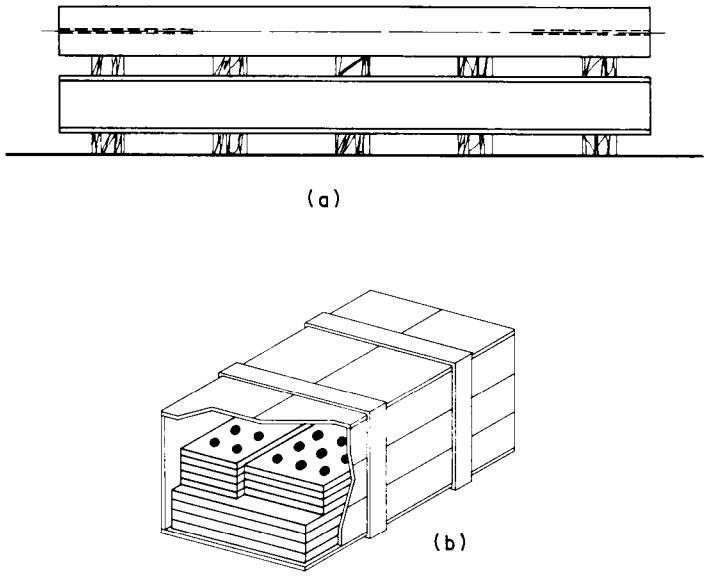


Fig. 21.4 - Estocagem

21.6 - Equipamentos

Ainda que não seja necessário ao projetista conhecer detalhadamente os equipamentos de montagem, deve, entretanto, ter conhecimento da utilização e das limitações dos mais usuais e estar bem informado quanto aos gabaritos de transporte, a fim de que possa determinar, com segurança, a largura, o comprimento e o peso máximo das peças a serem fabricadas.

Ao engenheiro residente cabe a responsabilidade da definição do sistema de montagem e da escolha dos equipamentos, objetivando as soluções mais viáveis e econômicas, dentro dos limites de segurança e em função do tempo disponível. Para isso, pode-se contar com uma série de opções de máquinas, cuja capacidade, manuseio etc., se obtém nos catálogos dos fabricantes. Entre estas, podemos citar:

Guindastes sobre pneus com lança fixa ou telescópica (Figura 21.5).

Guindastes sobre esteiras (Figura 21.6).

Grua com torre fixa ou móvel (Figuras 21.7 e 21.8).

Mastro atirantado ou pau de carga (Figura 21.9).

21.7 - Tolerâncias de montagem

1 - Notas gerais

a) Os limites de tolerância especificados referem-se à estrutura metálica recém-montada, partindo-se do princípio de que as tolerâncias correspondentes nas partes adjacentes, como fundações e concreto, estejam satisfeitas.

b) Caso não seja especificado nada em desacordo com as especificações de projeto, a temperatura de referência será 20°C. Portanto, todas as tolerâncias terão como referência esta temperatura.

c) Os requisitos de tolerância relacionam-se à estrutura metálica no seu estado sem carga.

d) Para tolerâncias de soldas, vide capítulo 3 e AWS DI.1-92.

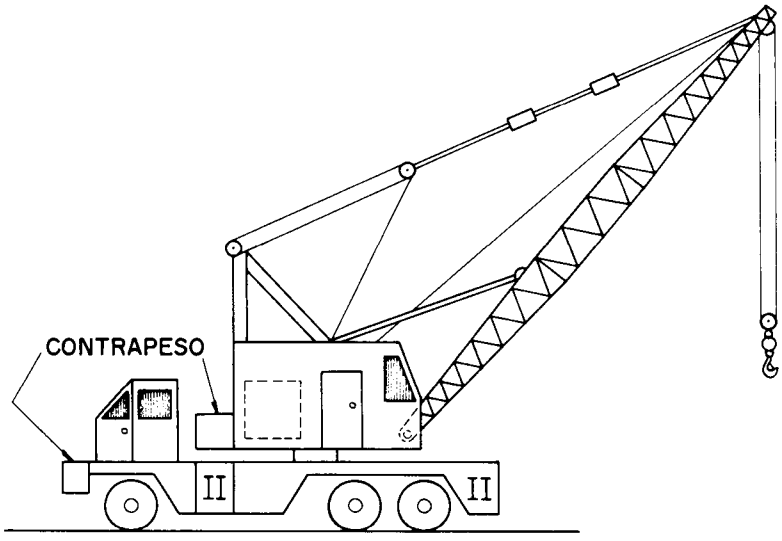


Fig. 21.5 - Guindaste sobre pneus com lança fixa ou telescópica

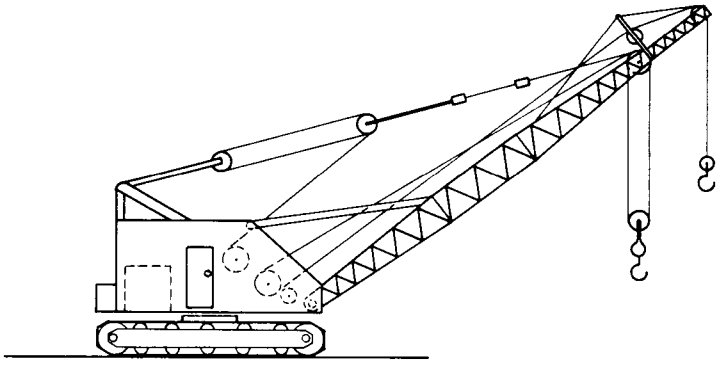


Fig. 21.6 - Guindaste sobre esteiras

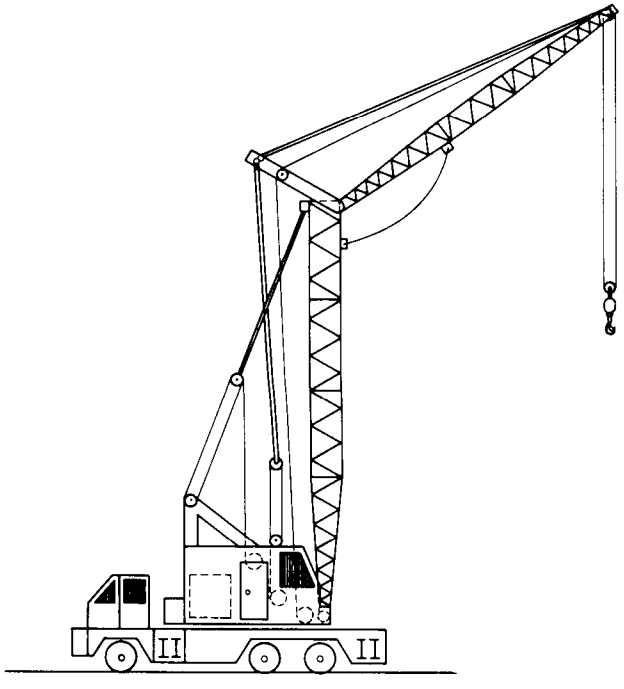


Fig. 21.7 - Gruas torre sobre pneus

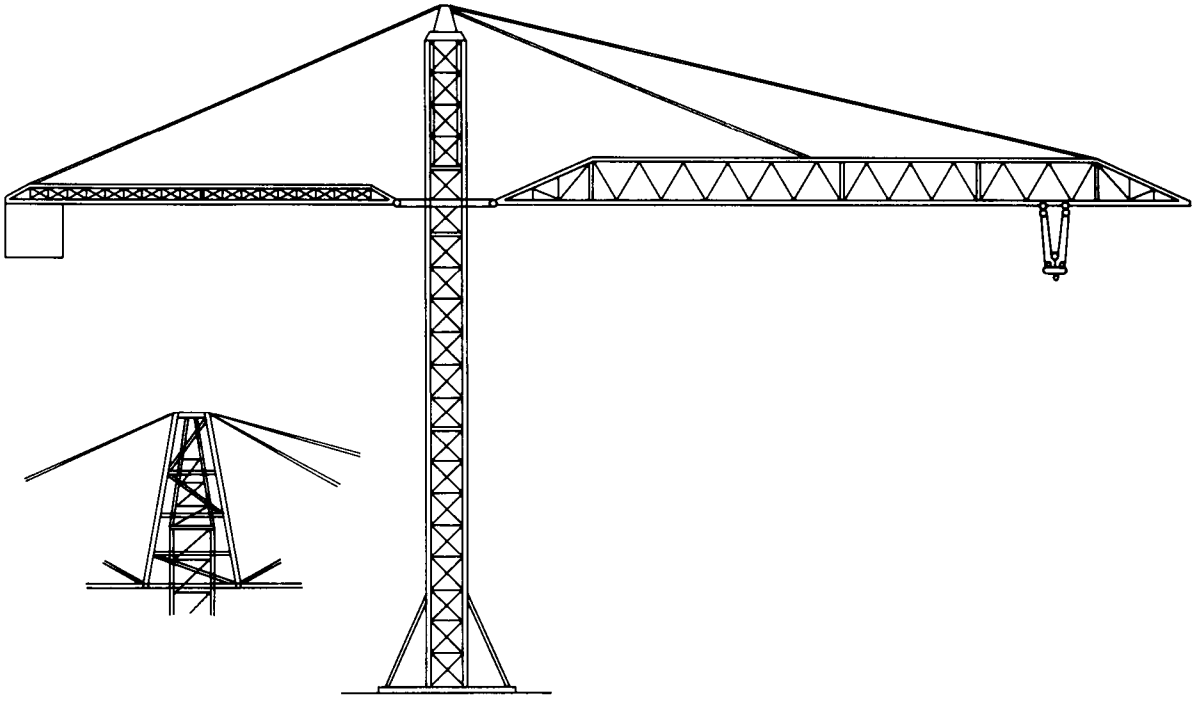


Fig. 21.8 - Grua torre fixa

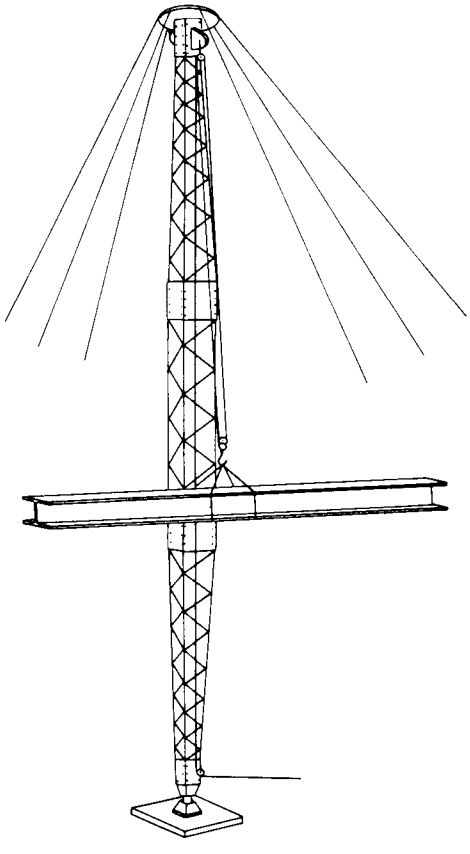


Fig. 21.9 - Mastro atirantado ou pau de carga

e) Para as de fabricação de perfis estruturais laminados a quente, vide catálogos dos fabricantes ou ASTM A 6, para as de fabricação de trilhos de ponte rolante, vide ASTM A 1 e catálogo dos fabricantes.

2 - Placas de base e chumbadores

a) Alinhamento das placas de base

As linhas da base da coluna deverão ser estabelecidas como paralelas, mantendo-se o gabarito com uma tolerância de no máximo ± 3 mm.

b) Elevação das placas de base

A elevação das placas de base poderá diferir, no máximo, de 2 mm de sua elevação teórica. O nivelamento das placas deverá ser tal, que a diferença da elevação entre dois pontos quaisquer, longitudinal ou transversal, não exceda 0,25 mm. Quando duas placas isoladas servem de base para uma mesma coluna, a diferença entre elas não deve ser superior a 0,25 mm.

c) Locação de chumbadores

Os chumbadores e ou parafusos de ancoragem devem ser instalados de acordo com o prescrito nos diagramas de montagem (NBR 8800/86 - P-7).

Tolerâncias de locação de acordo com os seguintes limites:

1 - 3 mm de centro a centro de dois chumbadores quaisquer dentro de um grupo de chumbadores, onde grupo de chumbadores é definido como o conjunto que recebe uma peça única da estrutura;

2 - 6 mm de centro a centro de grupos adjacentes de chumbadores;

3 - Valor máximo acumulado entre grupos igual a 6 mm, para cada 30 metros de comprimento medido ao longo da linha estabelecida para os pilares através de vários grupos de chumbadores, não podendo ultrapassar um total de 25 mm; a linha estabelecida para os pilares é a linha real de locação mais representativa dos centros dos grupos de chumbadores, como locados na obra, ao longo de uma linha de pilares;

4 - 6 mm entre o centro de qualquer grupo de chumbadores e a linha estabelecida para os pilares que passa por esse grupo;

5 - Para pilares individuais, locados no projeto fora das linhas estabelecidas para pilares, aplicam-se as tolerâncias das alíneas 2, 3 e 4, desde que as dimensões consideradas sejam medidas nas direções paralela e perpendicular à linha mais próxima estabelecida para pilares.

3 - Colunas - tolerâncias de prumo

A tolerância para prumo da coluna deve ser $\Delta \leq h/500$, sendo h = altura da coluna.

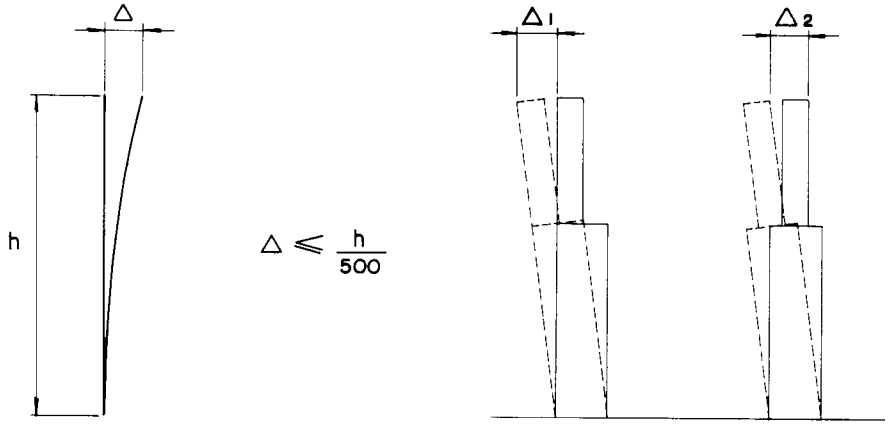


Fig. 21.10

4 - Caminhos de rolamento

a) Deslocamento horizontal

Em relação ao eixo teórico, não deverá ser superior a 6 mm para cada 15 m de comprimento de viga.

b) Contraflecha

Não deverá ser superior a 6 mm, para vãos de 15 m sobre aquele indicado no desenho de projeto.

c) Distância centro a centro de trilhos

A ≤ ± 6 mm das dimensões teóricas indicadas nos desenhos, em relação à temperatura de 20°C.

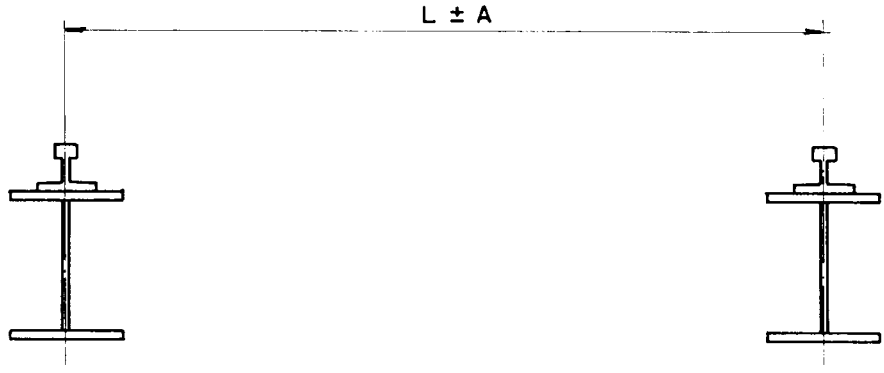


Fig. 21.11

a) Alinhamento dos trilhos

Não deverá exceder 6 mm para cada 15 m de caminho de rolamento, com um desvio total máximo de 12 mm em relação ao teórico.

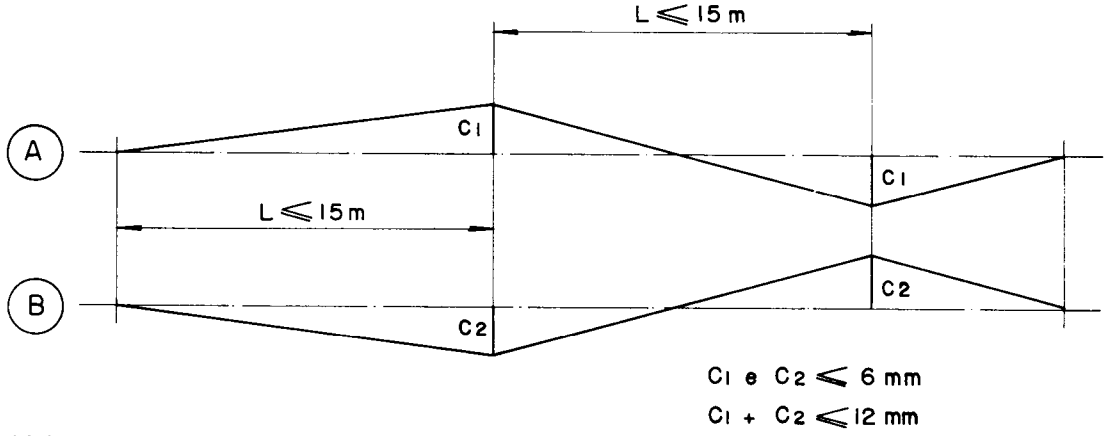


Fig. 21.12

e) Nivelamento de um trilho - h = L / 1.000

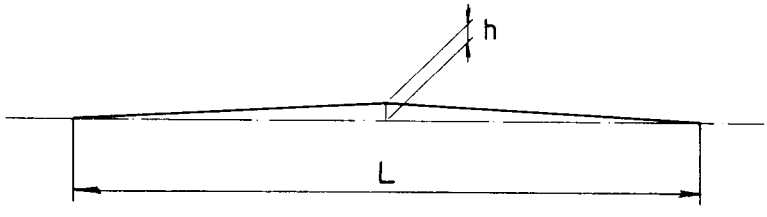


Fig. 21.13

f) Desnível entre trilhos

O desalinhamento vertical dos trilhos de ponte rolante medido nas linhas de centro das vigas não deverá ser superior a 6 mm para cada 15 m de caminho de rolamento, com desvio máximo total de 12 mm em relação ao valor teórico.

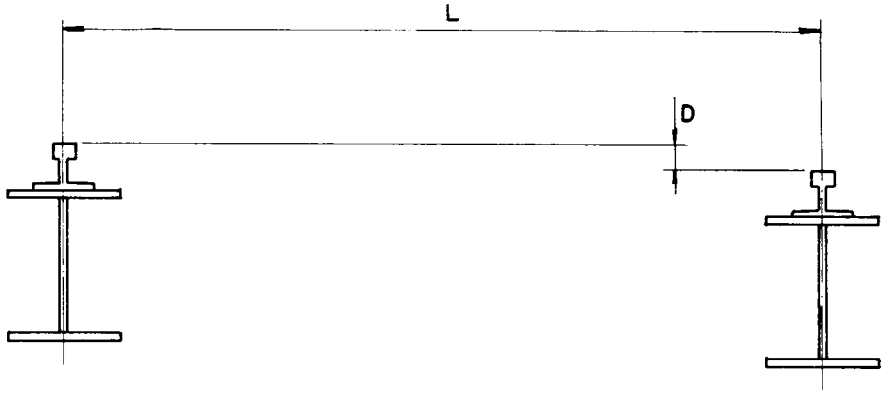


Fig. 21.14

Estas tolerâncias deverão ser mantidas em todas as colunas, por meio de calços na mesa inferior das vigas de rolamento.

g) Excentricidade do trilho

Os trilhos deverão estar centrados, sempre que possível, nas vigas de rolamento. Em nenhuma hipótese a excentricidade do trilho deverá ser maior que 0,75 da espessura da alma.

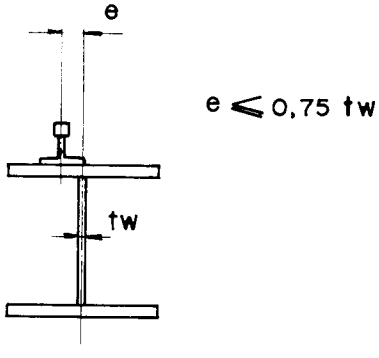


Fig. 21.15

h) Diferença de declividade entre trilhos

E ≤ 1,6%, porém, no máximo 10 mm, caso o fornecedor da ponte não especifique valores menores, sendo:

E = inclinação A1B1 x inclinação A2B2

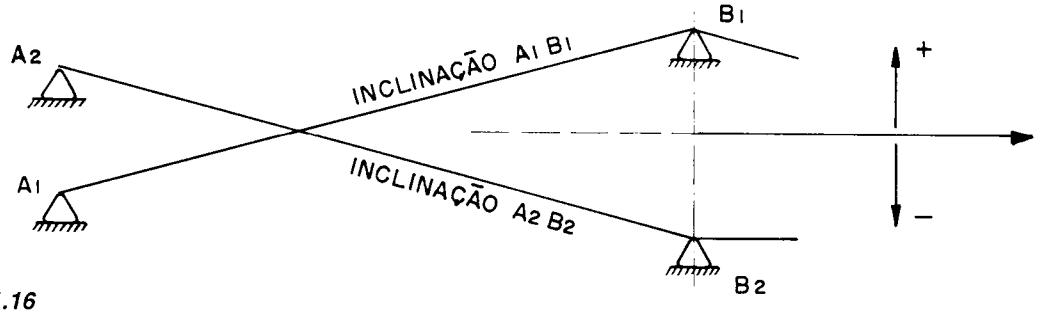


Fig. 21.16

i) Alinhamento dos batentes

O desalinhamento dos batentes não deverá ser superior a 1% L, porém com um máximo de 20 mm.

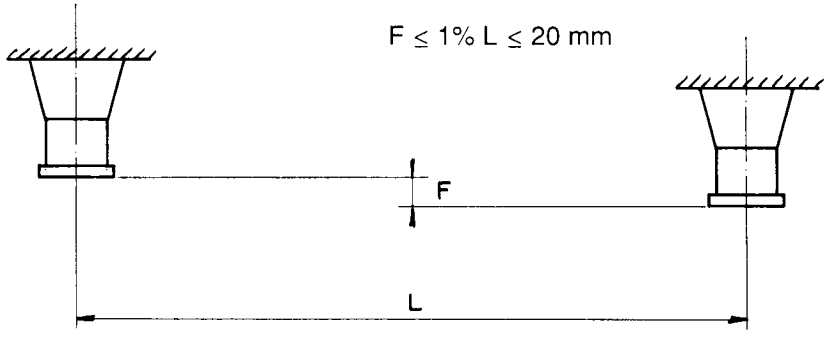


Fig. 21.17

21.8 - Recomendações gerais

1 - Havendo nichos para receber os chumbadores, suas paredes deverão ser ásperas e o concreto de enchimento deverá ter fck ≥ 180 kgf/cm², ser vibrado e evitar a retração.

2 - Nivelamento das bases - O nivelamento das bases deverá ser feito por meio de calços num mínimo de quatro, ou por meio de parafusos calantes presos às placas de base. Após o nivelamento, com a coluna montada e aprumada, o espaço entre o fundo da placa de base e o topo de concreto (25 mm a 50 mm) (Fig. 21.18.a) deverá ser preenchido por uma argamassa (Grout) com traço areia cimento 1:2 e possuir resistência igual ou maior que a do concreto da fundação.

Em casos de bases de grandes dimensões e sujeitas a grandes cargas, usar um agente expansor, "Sika Grout" ou similar, de forma a evitar os vazios e a retração, e deixar um furo próximo ao centro de base de aproximadamente 50 mm, para facilitar o enchimento e a saída de ar (Fig. 21.18.b).

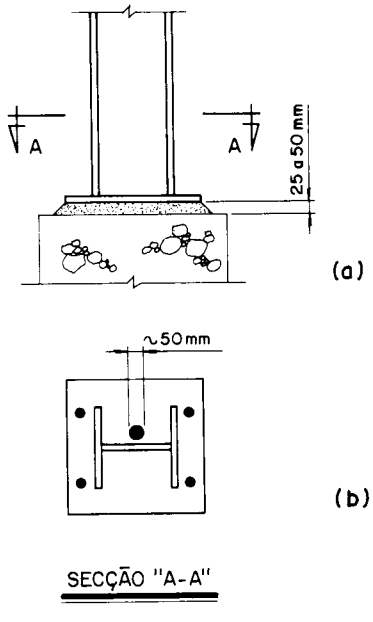


Fig. 21.18

3 - Todos os chumbadores devem ser pintados após a concretagem dos blocos, exceto roscas. Especial atenção deve ser dada à junção do chumbador com o concreto, que é o ponto provável de início de corrosão. Se o chumbador ficar sujeito a ataques das intempéries ou agentes químicos, usar mastique de asfalto na junção (Fig. 21.19).

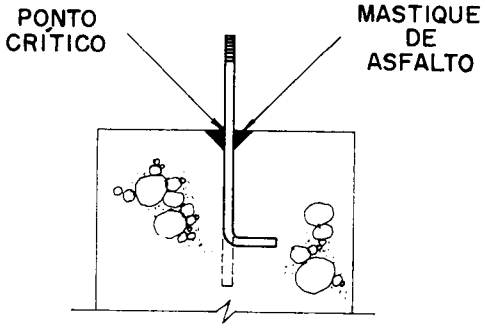


Fig. 21.19

4 - Na NBR 8800/86 - item P-7 - montagem, existe uma série de recomendações interessantes para quem pretende se dedicar à montagem.

Bibliografia

1) American Institute of Steel Construction - AISC. "Manual of Steel Construction" - 8.ª edição - 1980 e 9.ª edição 1989

2) Association of Iron and Steel Engineers - AISE. "Technical Report n.º 13" - August 1991.

3) American Institute of Steel Construction - "Engineering Journal" - Volumes 14, n.º 04, 1977; 17, n.º 04, 1980; 19, n.º 04, 1982.

4) American Welding Society - AWS D1.1 - "Structural Welding Code" 1993.

5) Steel Structures Painting Council - SSPC - "Steel Structures Painting Manual" - Volume 2 - 1972.

6) Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 8800 - "Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios - Método dos Estados-Limites" - 1986 - Errata 1988.

7) Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6123 - "Forças Devidas ao Vento em Edificações" - 1988.

8) Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120 - "Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações" - 1982.

9) Mukhanov, K. - "Estruturas Metálicas" - Editora Mir - Moscou 1980.

10) "Structural Steel Design" - Editado por Lambert Tall, Linn S. Beedle, Theodore V. Galambos - The Ronald Press Company - New York - 1964.

11) "Structural Steel Designer's Handbook" - Editado por Frederick S. Merrit - McGraw Hill Inc. - New York - 1972.

12) Johnston, Bruce G.; Lin, Fung-Jen - "Basic Steel Design" - Prentice Hall, Inc. 1974.

13) "Steel Designers Manual" - Constructional Steel Research and Development Organization - Crosby Lockwood Staples + London - 1974.

14) "Design of Structural Steelwork" - Workshop with EOT - Crane Constrado London - 1977.

15) "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints" - Por John Willian Fisher and John H. A. Struik - John Wiley & Sons - New York - 1974.

16) "Steel Structures Design and Behavior" - por Charles G. Salmon and John E. Johnson - Harper Collins Publishers - New York - 1990.
17) "An Introduction to the Design and Behavior of Bolted Joints" - Por John H. Bickford - Marcel Dekker, inc. York and Basel - 1981.

18) Queiroz, Gílson - "Elemento das Estruturas de Aço" - 1986.

19) Motta, Álvaro F. de Almeida - "Tensões Locais em Vigas de Rolamento de Instalações Siderúrgicas" - Cobrapi - 1987.

20) Motta, Álvaro F. de Almeida - "Fissuras de Fadiga em Vigas de Rolamento Soldadas - Efeitos Locais" - Cobrapi - 1987.

21) Açominas - "Elementos Estruturais e Ligações" - 1980 - "Galpões em Estruturas Metálicas" - 1980.

22) Açominas - "Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas" - vol. I, II, III - 1986/1988.

23) Pfeil, Walter - "Estruturas de Aço" - Livros Técnicos e Científicos Editora S/A. - 1976.

24) Santos, Arthur Ferreira - "Estruturas Metálicas" - McGraw - Hill - 1987.

25) Canadian Institute of Steel Construction - "Limite States Design Manual" - 1977.

26) Gurney, T. R. - "Fatigue of Welded Structures" - Cambridge University Press - London - 1984.

27) Moliterno, Antonio - "Elementos para Projetos em Perfis Leves de Aço" - Edgard Blucher Ltda., - 1989.

28) Andriolo, Dorival Frederico - Efeito do Vento nas Edificações.

A

Apêndice

Dimensionamento de elementos baseado no AISC - 9ª edição/89

A.1 - Comportamento dos elementos estruturais

Dependendo do tipo de carga que atua sobre eles, os elementos estruturais de aço são divididos em:

- Elementos tracionados ou tirantes
- Elementos comprimidos ou colunas
- Elementos fletidos ou vigas
- Elementos fletidos-comprimidos ou vigas-colunas

Nas duas primeiras categorias, as forças atuam ao longo do eixo do elemento; no caso das vigas, elas atuam na direção transversal ao eixo do elemento.

Para cada categoria de elemento estrutural é feita uma análise do estado de tensões, condições de ruína, critérios de dimensionamento e tipo de seção mais adequada.

O projeto de qualquer estrutura é um processo criativo. O projetista deve possuir, além de um bom conhecimento de técnicas de projeto, criatividade e ferramentas adequadas para uma eficiente análise estrutural e ainda dispor de Normas e Especificações, indispensáveis a qualquer projeto.

Utilizaremos para o dimensionamento de elementos estruturais a Norma do AISC-89 "American Institute of Steel Construction" para Projeto, Fabricação e Montagem de Estruturas de Aço para Edifícios, no critério das tensões admissíveis - ASD (Allowable Stress Design)

A.2- Dimensionamento de elementos tracionados

A norma do AISC, no critério das tensões admissíveis, admite um fator de segurança médio, com um erro de 25% nos valores calculados das cargas e das resistências. Portanto:

$$\text{Fator de segurança} = \frac{\text{resistência}}{\text{carga atuante}} = \frac{1 - 0{,}25}{1 + 0{,}25} = \boxed{0{,}60}$$

Recomenda-se ainda o seguinte critério de projeto para o ajuste do dimensionamento de elemento estrutural, quanto ao nível de tensões:

$$\boxed{0{,}8 \leq \frac{f \text{ atuante}}{F \text{ admissível}} \leq 1{,}03}$$

A ruína de um elemento tracionado sob a ação de cargas estáticas pode ocorrer pelo escoamento da seção bruta ou pela ruptura da seção líquida (descontados os furos). A distribuição das tensões na seção transversal é considerada sempre uniforme. Contudo, é importante que se considere o efeito de descontinuidades, como furos para parafusos ou mudanças súbitas na seção.

O AISC aplica para ambas as condições de ruína o mesmo coeficiente de segurança de 0,60. No caso da ruptura, é comum uma redução adicional de 0,85 para levar em conta as variações na resistência da ligação.

Portanto, as condições de resistência são:

Para o escoamento da seção bruta

$$\boxed{ftg = \frac{T}{Ag} \leq Ftg = 0{,}60 \times Fy}$$

Para a ruptura na seção líquida efetiva

$$\boxed{fte = \frac{T}{Ae} \leq Fte = (0{,}85 \times 0{,}60) \times Fu = 0{,}50 \times Fu}$$

Sendo:

$$\boxed{Ae = U \times An}$$

onde:

Ae = Área líquida efetiva
An = Área líquida
Ag = Área bruta

U = Coeficiente de redução para levar em conta concentrações de tensões em que a carga é transmitida por parafusos ou soldas, através de alguns, mas não todos, elementos de seção transversal.

1) Para ligações parafusadas

a) U= 0,90 para perfis I ou H laminados com mesas não menores que 2/3 da altura, e T cortados destes perfis com ligações nas mesas e no mínimo três parafusos por linha na direção do esforço.

b) U = 0,85 para perfis que não atendam aos requesitos do parágrafo anterior e todos outros perfis, incluindo os perfis soldados, com no mínimo três parafusos por linha na direção do esforço.

c) U = 0,75 para todos os outros perfis cuja ligação tenha no mínimo dois parafusos por linha na direção do esforço.
Para o cálculo da área líquida (An), considerar para o diâmetro do furo:

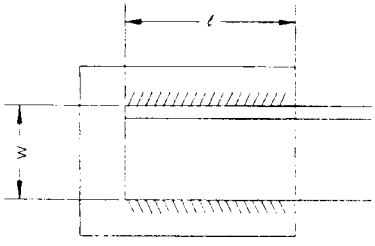
p/ furos broqueados → ϕ parafuso + 1,5 mm
p/ furos puncionados → ϕ parafuso + 3,0 mm

2) Para ligações soldadas

Quando a carga é transmitida por solda transversal por alguns, mas não todos, elementos da seção transversal de perfis I ou H e T, Ae deverá ser tomado como a área dos elementos ligados diretamente.

Quando a carga é transmitida para a chapa por solda longitudinal ao longo de ambas as arestas da extremidade da chapa, o comprimento das soldas não deverá ser menor do que a largura da chapa. A área líquida efetiva deverá ser calculada pela equação: Ae = U x Ag. A menos que um coeficiente maior possa ser justificado por testes ou outro critério, os seguintes valores de U serão:

a) Quando $\ell > 2w$ ..... U = 1,0
b) Quando $2w > \ell > 1,5w$ ..... U = 0,87
c) Quando $1,5w > \ell > w$ ..... U = 0,75



onde:
ℓ = comprimento da solda em cm.
W = largura da chapa (distância entre soldas) em cm.

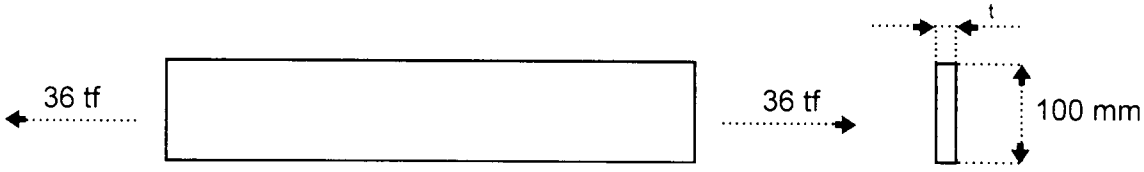
Juntas parafusadas e chapas de ligação e outros dispositivos de ligação, sujeitos a força de tração, deverão ser projetados de acordo com os requisitos em que a Área Líquida Efetiva deverá ser tomada como Área Líquida Real, exceto que, para efeito de cálculo, não poderá ser maior que 85% da Área Bruta

A rigidez não é um critério para o dimensionamento de elementos tracionados, mas é necessária para prevenir que eles se tornem muito flexíveis e sujeitos a vibrações provocadas por cargas dinâmicas ou cargas transversais devidas ao seu peso próprio ou ao vento.

O AISC estabelece que para os elementos tracionados, exceto para barras redondas, a relação ℓ/r não deve exceder a:

p/ elementos principais ≤ 240
p/ contraventamentos ≤ 300

Exemplo A.1: Dimensionar a espessura da chapa tracionada para uma força de 36 ltf e ligações soldadas. Aço da chapa é o A36.



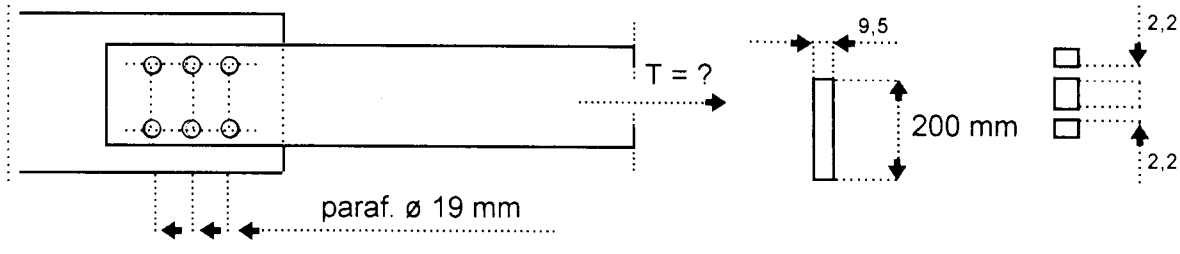
$Ftg = 0{,}6 \times Fy = 0{,}6 \times 2{,}5 = 1{,}5\ tf/cm^2$ ⟵ comanda

$Fte = 0{,}5 \times Fu = 0{,}5 \times 4{,}0 = 2{,}0\ tf/cm^2$

$$Ftg = \frac{T}{A} \leq Ftg \therefore \frac{T}{A_{mín.}} = Ftg \therefore \frac{T}{b \times t_{mín.}} = Ftg$$

$$t_{mín.} = \frac{T}{Ftg \times b} = \frac{36}{1{,}5 \times 10} = 2{,}4\ cm$$ ⟶ Usar chapa de 25 mm

Exemplo A.2: Determinar a força máxima de tração que uma chapa de 200 mm de largura e 9,5 mm de espessura poderá suportar. As ligações das extremidades são parafusadas com duas linhas de parafusos de ø 19 mm.



$Ftg = 0{,}6 \times Fy = 0{,}6 \times 2{,}5 = 1{,}5\ tf/cm^2$

$Fte = 0{,}5 \times Fu = 0{,}5 \times 4{,}0 = 2{,}0\ tf/cm^2$

$$ft = \frac{T}{A} \leq Ft \therefore \frac{T_{máx.}}{A} = Ft \therefore T_{máx.} = Ft \times A$$

$Ag = 20 \times 0{,}95 = 19{,}0\ cm^2$

$Ae = U \times An$ | $U = 1{,}0$

$An = Ag - 2 \times (ø\ paraf. + 0{,}3) \times t$

$= 19 - 2 \times (1{,}9 + 0{,}3) \times 0{,}95 = 14{,}82$

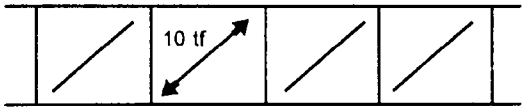
$= 1{,}0 \times 14{,}82 = 14{,}82\ cm^2$

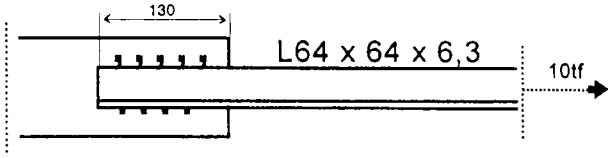
$Tg = Ftg \times Ag = 1{,}5 \times 19{,}0 = 28{,}5\ tf$ ⟵ comanda

$Te = Fte \times Ae = 2{,}0 \times 14{,}82 = 29{,}6\ tf$

$$T_{máx.} = 28{,}5\ tf$$

Exemplo A.3: Determinar a tensão de tração atuante numa diagonal de treliça, sabendo-se que ela está sendo tracionada por uma força de 10 tf e que suas extremidades estão conectadas por soldas. A diagonal é uma cantoneira L64 x 64 x 6,3 de aço A36. Verificar ainda se a cantoneira resiste à tração indicada.





Da tabela de cantoneiras de abas iguais $\longrightarrow$ Ag = 7,67 cm²

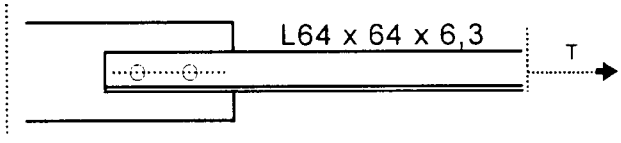
L = 130 > 2 x 64 ---> U = 1,0

$$ft = \frac{T}{Ag} = \frac{10}{7,67} = 1,30 \text{ tf / cm}^2$$

Ftg = 0,6 x 2,5 = 1,5 tf / cm²

ft < Ft $\longrightarrow$ A peça resiste

Exemplo A.4: Para o exemplo anterior, verificar se a cantoneira resiste ao mesmo esforço de tração, se as ligações das extremidades forem de dois parafusos de ø 19 mm.



Ae = U x An | An = 7,67 - (1,9 + 0,3) x 0,63 = 6,29 cm²
| U = 0,75 (2 paraf./ linha de esforço)

= 0,75 x 6,29 = 4,71 cm²

$$ftg = \frac{10}{7,67} = 1,30 \text{ tf/cm}^2 < Ftg = 1,5 \text{ tf/cm}^2$$

$$fte = \frac{10}{4,71} = 2,12 \text{ tf/cm}^2 > Fte = 2,0 \text{ tf/cm}^2 \longrightarrow \text{Não resiste}$$

A.3- Dimensionamento de elementos comprimidos

Resistência à flambagem

Somente colunas muito curtas podem ser carregadas até o escoamento. A situação mais comum é ocorrer a flambagem ou flexão súbita, antes que o material atinga a sua resistência.

A fórmula de Euler (flambagem elástica) comanda a carga crítica de flambagem para colunas esbeltas (kL/r > Cc). Entretanto, os valores teóricos não coincidem com os valores ensaiados para colunas curtas (kL/r < Cc) devido aos efeitos de curvaturas iniciais, excentricidades acidentais, condições de extremidade, flambagem local e tensões residuais do elemento. O AISC propôs então para esta faixa uma fórmula de transição empírica do tipo parabólica para a carga crítica de flambagem.

O AISC adota a seguinte curva de flambagem:

→ Para $\frac{kL}{r} < Cc$, sendo $Cc = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E}{Fy}}$

$$\boxed{Fa = \left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2 \times Cc^2}\right] \times \frac{Fy}{FS}}$$

sendo : $$FS = \frac{5}{3} + \frac{3 \times \frac{kL}{r}}{8 \times Cc} - \frac{\left(\frac{kL}{r}\right)^3}{8 \times Cc^3}$$

→ Para $\frac{kL}{r} \geq Cc$, a curva de Euler com $FS = \frac{12}{23} = 0{,}52$

$$\boxed{Fa = \frac{12 \times \pi^2 \times E}{23 \times \left(\frac{kL}{r}\right)^2}}$$

O índice de esbeltez kL/r não deve ultrapassar 200.
A condição de estabilidade para colunas axialmente carregadas é, portanto:

$$\boxed{fa = \frac{P}{A} \leq Fa}$$

Comprimento Efetivo - kL

O comprimento efetivo de flambagem "kL" é a distância entre os pontos de inflexão, reais ou imaginários, equivale à coluna bi-rotulada.

É preciso determinar com precisão o coeficiente "k", o que pode ser feito conhecendo-se as condições de fixação e de deslacabilidade das extremidades do elemento em análise (ver Tabela).

A dificuldade na maioria das situações é avaliar o grau de engastamento oferecido pelos membros da estrutura, pela fundação e pela ação do solo sobre ela. Sempre que houver dúvida, deve-se optar por um valor maior e mais comservador.

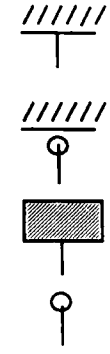
Condições de fixação de Extremidade:

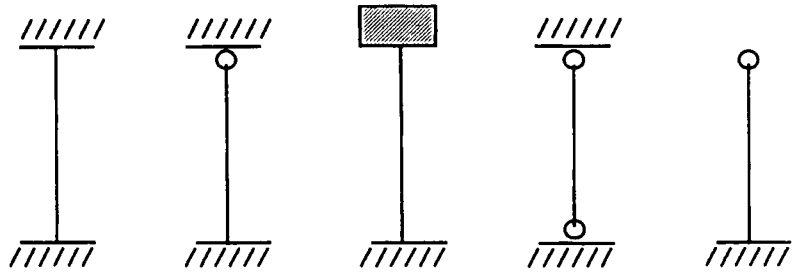
Rotação fixa e translação fixa →

Rotação livre e translação fixa →

Rotação fixa e translação livre →

Rotação livre e translação livre →





Fator "k"					
Valor teórico	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0
Valor recomendado	0,65	0,8	1,2	1,0	2,1

Flambagem local

Além da flambagem por flexão, vista anteriormente, a coluna de aço pode sofrer outros tipos de flambagem, como a flambagem por torção, que ocorre principalmente em peças de seção aberta com pouca rigidez à torção, e a flambagem local, que ocorre em trechos do elemento. Para assegurar que a flambagem local não ocorra antes da flambagem global do elemento, limita-se a relação largura/espessura (b/t) dos elementos da seção transversal.

As relações limites "b/t", segundo o AISC, para alguns elementos uniformemente comprimidos devido à compressão axial ou devido ao momento fletor são:

Para elementos enrijecidos (stiffened):

Alma de perfis I, H ou [

$$\frac{fa}{Fy} \leq 0{,}16 \qquad \boxed{\frac{d}{tw} \leq \frac{170}{\sqrt{Fy}} \times \left(1 - 3{,}74\,\frac{fa}{Fy}\right)}$$

$$\frac{fa}{Fy} > 0{,}16 \qquad \boxed{\frac{d}{tw} \leq \frac{68}{\sqrt{Fy}}}$$

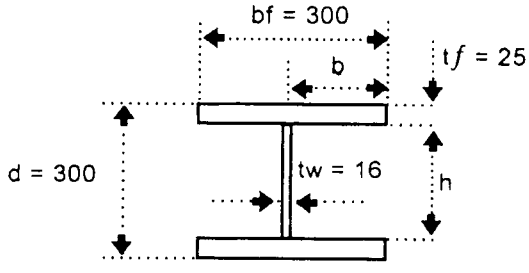
Para elementos não-enrijecidos (unstiffened):

Mesas de perfis I, H ou [e abas de L ⟶ $\boxed{\frac{bf}{2tf} \leq \frac{25}{\sqrt{Fy}}}$

Exemplo A-5: Determinar a capacidade de carga à compressão axial de um perfil soldado CS 300x149 de aço A36, usando as especificações do AISC.

a) Se o comprimento de flambagem "kL" for de 10 m.
b) Se o comprimento de flambagem "KL" em relação ao menor eixo for de 5,4 m e em relação ao maior eixo, de 9 m.

Solução



A = 190 cm²
rx = 12,67 cm
ry = 7,70 cm

A36 ⟶ Fy = 2,5 tf/cm²

Para que o perfil seja considerado totalmente efetivo (sem problemas de flambagem local), devemos ter:

Alma (elem. enrijecido) $\quad \frac{d}{tw} = \frac{300}{16} = 18{,}8 < \frac{68}{\sqrt{Fy}} = 43$

Mesas (elem. não enrij.) $\quad \frac{b}{tf} = \frac{150}{25} = 6{,}0 < \frac{25}{\sqrt{Fy}} = 15{,}8$

a) kLx = kLy = 1.000 cm. Usando o menor raio de giração (ry = 7,7 cm) para obter o índice de esbeltez máximo, temos:

$$\frac{kL}{ry} = \frac{1.000}{7{,}70} = 129{,}8 > Cc = \sqrt{\frac{2\,.\,\pi^2\,.E}{Fy}} = \sqrt{\frac{2\,.\,\pi^2\,.\,2.100}{2{,}5}} = 128$$

$$Fa = \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot \left(\frac{kL}{r}\right)^2} = \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot 2.100}{23 \cdot 129,8^2} = 0,64 \text{ tf/cm}^2$$

$\rho = Fa \times A = 0,64 \times 190 = 121,6$ tf

b) kLx = 900 cm e kLy = 540 cm. A análise dos raios de giração nos leva a posicionar o perfil com "rx" em relação ao maior comprimento de flambagem por razões óbvias de economia

$$\frac{kLx}{rx} = \frac{900}{12,67} \cong 71 \qquad \leftarrow \text{ comanda}$$

$$\frac{kLy}{ry} = \frac{540}{7,70} \cong 70$$

Como kL/r máximo < Cc = 128, usaremos a fórmula parabólica:

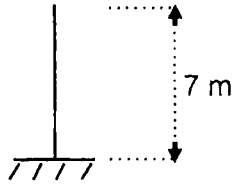
$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(kL/r)}{8 \cdot Cc} - \frac{(kL/r)^3}{8 \cdot Cc^3} = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 71}{8 \times 128} - \frac{71^3}{8 \times 128^3} = 1,85$$

$$Fa = \left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2 \cdot Cc^2}\right] \cdot \frac{Fy}{FS} = \left[1 - \frac{71^2}{2 \times 128^2}\right] \cdot \frac{2,5}{1,85} = 1,14 \text{ tf/cm}^2$$

* $\rightarrow$ O valor acima poderia ser obtido diretamente da tabela

$\rho = Fa \times A = 1,14 \times 190 = 216,6$ tf

<u>Exemplo A-6:</u> Dimensionar uma coluna com 7 m de comprimento para uma carga de compressão axial de 30 tf. A coluna tem a base engastada e o topo livre. Usar perfil soldado e aço A36



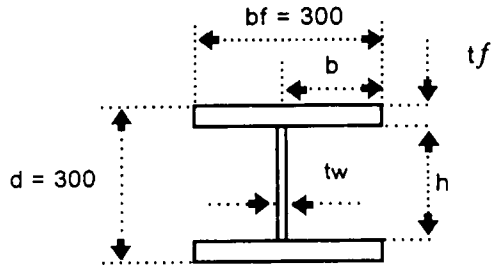
sabe-se: (kL/r) máx. = 200

k (recomendado) = 2,1

portanto: $r_{mín.} = kL/200 = 2,1 \times 700/200 = 7,35$ cm

Procuraremos um perfil soldado da série CS (mais indicado para colunas), cujo raio de giração ry seja igual ou maior que 7,35 cm.

1ª. tentativa .....CS 300 x 76



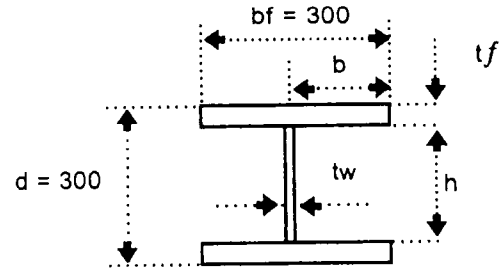
A = 97 cm²
ry = 7,62 cm
h/tw = 34 < 43
b/tf = 12 < 15,8
A36 → Fy = 2,5 tf/cm²

Verificação da flambagem global:

$$\frac{kL}{ry} = \frac{2,1 \times 700}{7,62} \cong 193 \rightarrow \quad Fa = 0,29 \text{ tf/cm}^2$$

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{30}{97} = 0,31 \text{ tf/cm}^2 > Fa \rightarrow \text{não satisfaz}$$

2ª. tentativa .....CS 300 x 95



A = 121,5 cm²
ry = 7,70 cm
h/tw = 28 < 43
b/tf = 9,4 < 15,8
A36 → Fy = 2,5 tf/cm²

Verificação da flambagem global:

$$\frac{kL}{ry} = \frac{2,1 \times 700}{7,70} \cong 191 \rightarrow \quad Fa = 0,30 \text{ tf/cm}^2$$

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{30}{121,5} = 0,25 \text{ tf/cm}^2 > Fa \rightarrow \text{satisfaz}$$

Usar → CS 300 x 95

A.4 - Dimensionamento de elementos fletidos

A viga é uma combinação de um elemento tracionado e um elemento comprimido. Os conceitos de dimensionamento de elementos tracionados e elementos comprimidos são agora combinados no tratamento da viga.

As vigas têm por finalidade suportar cargas normais ao seu eixo longitudinal. Os perfis mais utilizados para vigas são os de seção I ou H (laminados e soldados).

Na maioria dos casos, as cargas são aplicadas no plano da alma do perfil, produzindo assim flexão em relação ao eixo de maior momento de inércia do perfil.

No dimensionamento de vigas devemos verificar as seguintes condições:

a) Resistência à flexão, juntamente com a verificação da estabilidade lateral da mesa comprimida (coluna dentro da viga);

$$\boxed{fb = \frac{M}{W} \leq Fb}$$

b) Resistêcia ao cisalhamento $\boxed{fv \leq Fv}$

c) Deformação máxima

d) Fadiga

4.1 - Resistência à flexão

Os dois fatores que comandam a resistência à flexão de vigas de aço são:

A flambagem local (relação b/t dos elementos da seção)

A flambagem lateral da mesa comprimida (distância "Lb" entre apoios laterais)

O AISC classifica as seções quanto à flambagem local em *compacta, não-compacta e esbelta.*

A seção é dita *compacta* quando pode atingir a plastificação total antes de qualquer outra instabilidade.

Tabela dos limites das relações b/t para elementos comprimidos

Descrição do elemento	relação	Tipo de seção	
		Compacta	Não-compacta
Mesas de perfis I e [laminados na flexão	b / t	$17/\sqrt{Fy}$	$25/\sqrt{Fy}$
Almas de perfis I e [na flexão	h / tw	$170/\sqrt{Fy}$	$200/\sqrt{Fb}$

b = largura da aba em projeção

* As seções que não atendem aos limites de não-compacta são denominadas *esbeltas*

Apoio lateral de vigas

As vigas podem sofrer flambagem lateral por compressão oriunda da flexão. Para evitar que isso ocorra, são necessários apoios laterais convenientemente espaçados.

Apoio lateral completo

O AISC considera que uma viga está contida lateralmente quando a distância "Lb" entre apoios laterais não excede o menor dos valores:

$$\frac{20 \times bf}{\sqrt{Fy}} \quad \text{ou} \quad \frac{1.406}{(d/Af) \times Fy}$$

* Quando a mesa comprimida de uma viga estiver embutida numa laje de concreto, podemos considerar que a viga está contida.

Tensão admissível à flexão - "Fbx"

Dependendo do tipo de seção (compacta, não-compacta ou esbelta) e da existência ou não de apoio lateral completo, teremos valores diferentes para a tensão admissível à flexão:

1 - Elementos com seção compacta e apoio lateral completo

$$Fbx = 0{,}66 \times Fy$$

2 - Elementos com seção não-compacta e apoio lateral completo

$$Fbx = Fy \times \left[0{,}79 - 0{,}0075 \times (bf/2\,tf) \times \sqrt{Fy} \right]$$

3 - Elementos com seção compacta ou não-compacta e sem apoio lateral completo

Quando: $\sqrt{\dfrac{7.171\ Cb}{Fy}} \leq \dfrac{Lb}{r_T} \leq \sqrt{\dfrac{35.858\ Cb}{Fy}}$

$$Fb'_x = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy.(Lb/r_T)^2}{107.567\ .\ Cb}\right] Fy \leq 0{,}60\ Fy$$

Quando: $\dfrac{Lb}{} \geq \sqrt{\dfrac{35.858\ Cb}{Fy}}$

$$Fb_x = \frac{11.952 \cdot Cb}{(Lb/r_T)^2} \leq 0{,}60\ Fy$$

Para qualquer valor: de Lb/rT

$$Fb''_x = \frac{843 \cdot Cb}{Lb \cdot d/Af} \leq 0{,}60 \cdot Fy$$

* Usar o maior valor entre Fb' e Fb''

Sendo

r_T = raio de giração da seção T compreendida pelo flange comprimido mais 1/3 da área comprimida da alma.

$$r_T = \sqrt{\frac{Iy}{2\ .\ (A_f + A_w/6)}}$$

A_f é a área da mesa comprimida $\longrightarrow$ bf · tf

A_w é a área da alma $\longrightarrow$ h t_w

Cb = coeficiente que leva em consideração a onfluência favorável da forma do diagrama de momentos.

Pode a favor da segurança ser tomado como a unidade.

Entretanto, a definição exata é:

$$Cb = 1{,}75 + 1{,}05\ (M_1/M_2) + 0{,}3\ (M_1/M_2)^2 \leq 2{,}3$$

onde:

M_1 é o maior momento e M_2 é o maior momento fletor nas extremidades do intervalo sem contenção (Lb), e onde M_1/M_2 é positivo quando M_1 e M_2 têm o mesmo sinal (curvatura reversa) e negativo quando tem sinais opostos (curvatura simples). Quando o momento em qualquer ponto dentro do intervalo sem contenção é maior do que nas extremidades, o valor de Cb deve ser tomado igual a 1,0 (viga biapoiada)

4.2 - Resistência ao cisalhamento

O cálculo das tensões de cisalhamento em um perfil é dado por:

$$fv = \frac{V \cdot \mu}{b \cdot I}$$

Onde: V = força cortante na seção considerada

μ = momento estático da seção acima da reta paralela ao eixo neutro, que contém o ponto para o qual se deseja fv, tomado em relação ao eixo neutro

b = largura da seção no ponto considerado

I = momento de inércia da seção em relação ao eixo neutro

Para perfis I ou H, a expressão acima conduz a valores muito pequenos nas mesas e muito altos na alma. As especificações permitem, entretanto, que se considere uma tensão de cisalhamento média, dada pela expressão:

$$fv = \frac{V}{Aw} \quad \begin{cases} \text{para perfis laminados} \rightarrow fv = \dfrac{V}{d \cdot Tw} \\ \text{para perfis soldados} \rightarrow fv = \dfrac{V}{h \cdot Tw} \end{cases}$$

A tensão média assim calculada é menor do que a máxima calculada pela expressão anterior em aproximadamente 15%. Entretanto, as normas, quando estabelecidas as tensões admissíveis, levam em consideração esta diferença.

Tensão admissível ao cisalhamento:

Para $h/tw \leq 100/\sqrt{Fy}$:

$$\boxed{Fv = 0{,}40\ Fy}$$

Para $h/tw > 100/\sqrt{Fy}$:

$$\boxed{Fv = \frac{Fy}{2{,}89} \cdot (Cv) \leq 0{,}40 \cdot Fy}$$

Onde:

$$Cv = \frac{3.164 \cdot Kv}{Fy \cdot (h/tw)^2} \qquad \text{quando Cv é menor que 0,8}$$

$$Cv = \frac{50}{h/tw} \cdot \sqrt{\frac{kv}{Fy}} \qquad \text{quando Cv é maior que 0,8}$$

$$kv = 4{,}00 + \frac{5{,}34}{(a/h)^2} \quad \text{quando a/h for menor que 1,0}$$

$$kv = 5{,}34 + \frac{4{,}00}{(a/h)^2} \quad \text{quando a/h for maior que 1,0}$$

a = distânicia entre enrijecedores transversais

4.3 - Deformação máxima

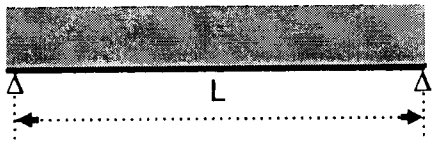
As flechas máximas das vigas devem ser limitadas para evitar danos nos elementos que as vigas suportam, aspecto estético desagradável, empoçamento, vibrações excessivas, etc.

O AISC limita a flecha máxima causada por sobrecarga em:

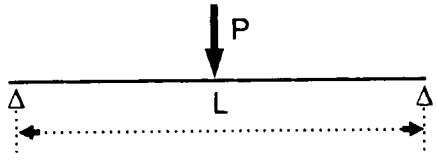
$$\boxed{\Delta_{máx._{sob}} = \frac{\text{vão da viga}}{360}}$$

Caso não se dê contraflecha para as cargas permanentes, o mesmo limite deve ser aplicado para as cargas totais (perm. + sob).

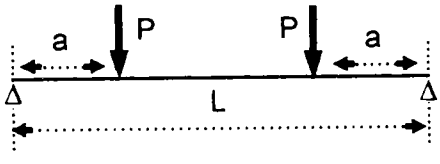
Algumas fórmulas para o cálculo da deformação máxima em vigas simplesmente apoiadas:



$$\boxed{\Delta_{máx.} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}}$$



$$\boxed{\Delta_{máx.} = \frac{p \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}}$$



$$\boxed{\Delta_{máx.} = \frac{p \cdot a}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)}$$

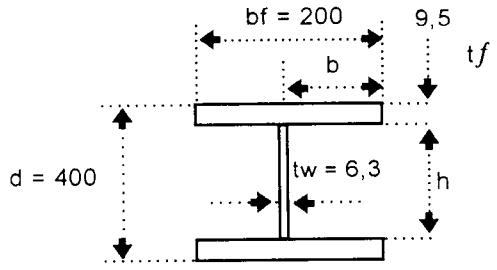
Exemplo A.7: Determinar a resistência à flexão, em termos de carga uniforme em tf/m, para uma viga biapoiada com 9 m de vão, de aço A36, cuja seção é um perfil soldado VS 400 x 49, nas seguintes condições:

a) Contenção lateral contínua pela laje;

b) Contenção lateral apenas nos pontos terços;

c) Sem contenção lateral.

Solução:



$$\left[\begin{array}{l} Ix = 17.393\ cm^4 \\ Wx = 870\ cm^3 \\ rT = 5{,}25\ cm \\ h/tw = 60 < 170/\sqrt{Fy} = 107 \\ b/tf = 10{,}5 < 17/\sqrt{Fy} = 10{,}7 \end{array}\right.$$

$\rightarrow$ Seção compacta

a) Lb = 0 (viga contida lateralmente)

Seção compacta $\nearrow$ $\searrow$ $Fbx = 0{,}66 \cdot Fy$

$= 0{,}66 \cdot 2{,}5 = 1{,}65\ tf/cm^2$

$M_{máx.} = Fbx \cdot Wx$

$M_{máx.} = \dfrac{q \cdot L^2}{8}$

$$\therefore\ \bar{q} = \frac{8 \cdot Fbx \cdot Wx}{L^2} = \frac{8 \times 1{,}65 \times 870}{900^2} = 0{,}014\ tf/cm$$

$\rightarrow$ qmáx. = 1,4 tf/m

b) $Lb = 300\ cm > \dfrac{20 \cdot bf}{\sqrt{Fy}} = \dfrac{20 \times 20}{\sqrt{2{,}5}} = 253\ cm$ $\rightarrow$ Apoio lateral incompleto

$$> \frac{1.406}{(d/Af) \cdot Fy} = \frac{1.406}{40/(20 \times 0{,}95) \times 2{,}5} = 267\ cm$$

Cb = 1,0 (momento no vão maior que os das extremidades).

$$\sqrt{\frac{7.171 \times Cb}{Fy}} = 53 < \frac{Lb}{rT} = \frac{300}{5{,}25} = 57 < \sqrt{\frac{35.858 \times Cb}{Fy}} = 119$$

$$Fb'_x = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy \cdot (Lb/rT)^2}{107567 \cdot Cb}\right] \cdot Fy \qquad Fb''_x = \frac{843 \cdot 1}{\dfrac{300 \times 40}{20 \times 0{,}95}} = 1{,}33\ tf/cm^2$$

$$Fb''_x = \left[\frac{2}{3} - \frac{2{,}5 \times 57^2}{107.567 \times 1{,}0}\right] \cdot 2{,}5 = 0{,}59 \times 2{,}5 = 1{,}47\ tf/cm^2 \rightarrow \text{comanda}$$

$$\bar{q} = \frac{8 \cdot Fbx \cdot Wx}{L^2} = \frac{8 \times 1{,}47 \times 870}{900^2} = 0{,}012\ tf/cm$$

$\rightarrow$ qmáx. = 1,2 tf/m

c) Lb = 900 cm

$$\frac{Lb}{rT} = \frac{900}{5,25} = 171,4 < \sqrt{\frac{35.858 \times Cb}{Fy}} = 119 \qquad \text{Não}$$

$$Fb'_x = \frac{11.952 \cdot Cb}{(Lb/rT)^2} = \frac{11,952 \times 1,0}{171,4^2} = 0,40 \text{ tf/cm}^2$$

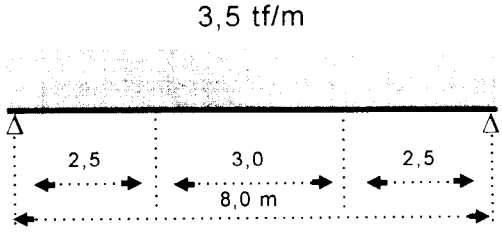
$$Fb''_x = \frac{843 \cdot Cb}{Lb \cdot d/Af} = \frac{843 \times 1,0}{\dfrac{900 \times 40}{20 \times 0,95}} = 0,44 \text{ tf/cm}^2 \qquad \leftarrow \text{ comanda}$$

$$\bar{q} = \frac{8 \cdot Fbx \cdot Wx}{L^2} = \frac{8 \times 0,44 \times 870}{900^2} = 0,003 \text{ tf/cm}$$

$$\rightarrow \text{qmáx} = 0,3 \text{ tf/m}$$

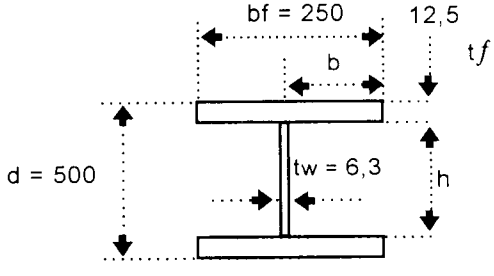
Exemplo A-8: Dimensionar a viga da figura para a carregamento indicado e para as posições de contenção lateral situadas a 2,5 m de cada apoio. Usar aço A36 e perfil soldado da série VS, sem contraflecha.

Solução:



$V_{máx.} = 14$ tf
$M_{máx.} = 28$ tfm
Inec = 40.320 cm⁴

Seja VS 500 x 73



Ix = 42.768 cm⁴
Wx = 1.711 cm³
rT = 6,7 cm
h/tw = 75 < $170/\sqrt{Fy}$ = 107
b/tf = 10 < $17/\sqrt{Fy}$ = 10,7

$\rightarrow$ Seção compacta

Resistência à flexão

lb = 300 cm
Parte central

$$< \frac{20 \cdot bf}{\sqrt{Fy}} = \frac{20 \times 25}{\sqrt{2,5}} = 316 \text{ cm} \rightarrow \text{Apoio lateral completo}$$

$$< \frac{1.406}{(d/Af) \cdot Fy} = \frac{1.406}{50/(25 \times 1,25) \times 2,5} = 351 \text{ cm}$$

Apoio lateral completo ↘
Seção Compacta ↗

$$Fbx = 0,66 \cdot Fy$$

$$= 0,66 \cdot 2,5 = 1,65 \text{ tf/cm}^2$$

$$fbx = \frac{Mmáx.}{Wx} = \frac{2,800}{1,711} = 1,64 \text{ tf/cm}^2 < Fbx$$

Resistência ao cisalhamento

$$\frac{h}{tw} = 75 > \frac{100}{\sqrt{Fy}} = 63 \qquad \frac{a}{h} = \infty \rightarrow kv = 5,34$$

$$Cv = \frac{50}{h/tw} \cdot \sqrt{\frac{kv}{Fy}} = \frac{50}{75} \times \sqrt{\frac{5,34}{2,5}} = 0,97 > 0,8$$

$$Fv = \frac{2,5}{2,89} \times 0,97 = 0,84 \text{ tf/cm}^2 < 0,40 \cdot Fy = 1,0 \text{ tf/cm}^2$$

$$fv = \frac{Vmáx.}{h \cdot tw} = \frac{14}{47,5 \times 0,63} = 0,47 \text{ tf/cm}^2 < Fv$$

Deformação máxima

Sem contraflexa → Carga total

$$\Delta máx._{tot.} = \frac{\text{vão da viga}}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$\Delta_{máx.} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 0,035 \times 800^4}{384 \times 2.100 \times 42.768} = 2,08 \text{ cm} < \Delta_{adm.}$$

A.5- Dimensionamento de elementos fletidos/comprimidos

5.1 - Introdução

O elemento sujeito a compressão axial e flexão é chamado de viga-coluna. De um modo geral, tudo o que foi tratado isoladamente para o dimensionamento de colunas e vigas se aplica aqui.

5.2 - Momento de segunda ordem

O elemento sujeito a flexão deflete; se este mesmo elemento é agora submetido a compressão axial, surgem então momentos secundários, produto da carga axial pelo deslocamento e chamado momento de segunda ordem ou efeito $P\Delta$

O AISC estabelece que os elementos sujeitos à ação combinada de compressão e flexão devem satisfazer a:

Quando $\frac{fa}{Fa}$ é menor que 0,15 (baixo nível de compressão):

$$\boxed{\frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} \leq 1{,}0}$$

Quando $\frac{fa}{Fa}$ é maior que 0,15 (alto nível de compressão):

$$\boxed{\frac{fa}{Fa} + \frac{Cmx \,.\, fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F'.ex}\right) \cdot Fbx} + \frac{Cmy \,.\, fby}{\left(1 - \frac{fa}{F'.ey}\right) \cdot Fby} \leq 1{,}0}$$

e

$$\boxed{\frac{fa}{0{,}6 \cdot Fy} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} \leq 1{,}0}$$

Sendo:

$\left(1 - \frac{fa}{F'e}\right)$ = Fator de ampliação para introduzir o efeito de momento de segunda ordem.

$$F'e = \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot \left(\frac{klb}{rb}\right)^2} \qquad \text{(Euler c/FS = 1,92)}$$

Cmx e Cmy = Fator de redução para corrigir o superconservadorismo do fator de ampliação.

1 - Para membros comprimidos em estruturas deslocáveis:
Cm = 0,85

2 - Para membros comprimidos em estruturas indeslocáveis e não sujeitos a cargas transversais entre os apoios no plano da flexão;

$$Cm = 0{,}6 - 0{,}40 \frac{M_1}{M_2}$$

Onde: M_1/M_2 é a relação entre o menor e o maior momento nas extremidades da parte do membro sem contenção lateral no plano da flexão em consideração.

3 - Para membros comprimidos em estruturas contidas a translação dos nós no plano do carregamento e sujeitas a carregamento transversal entre apoios, o valor de Cm pode ser tomado em:

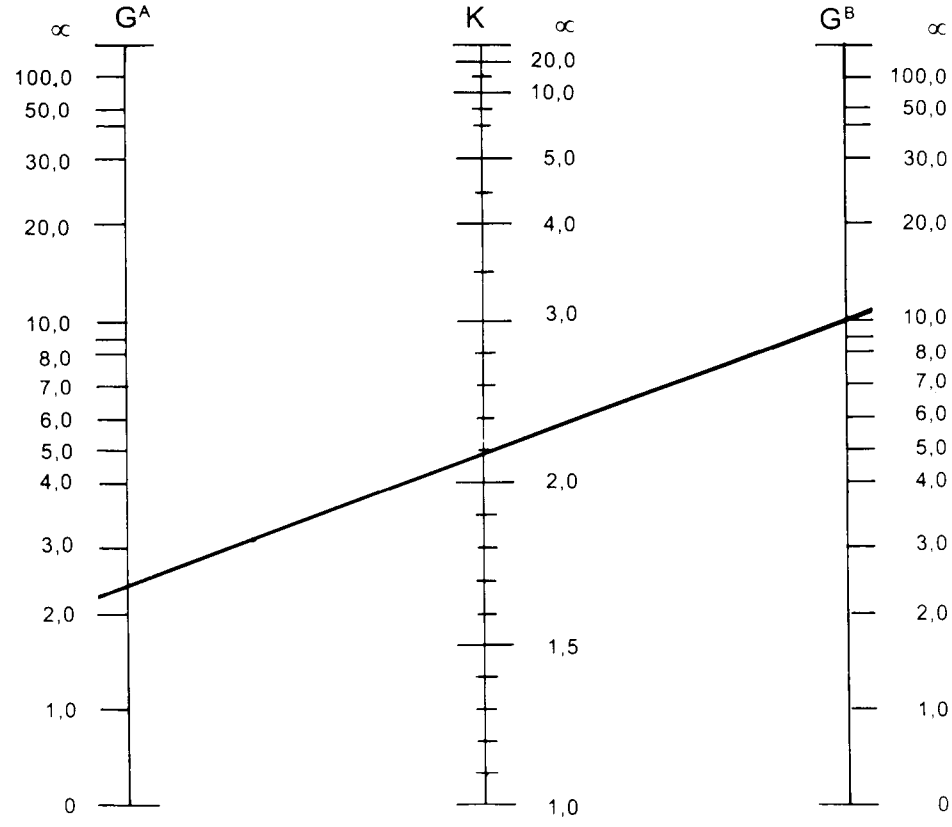
a) Para membros com extremidades sem rotação Cm = 0,85

b) Para membros com extremidades com rotação Cm = 1,0

5.3 - Estruturas em pórtico e comprimento de flambagem

As estruturas em pórtico são formadas por vigas e colunas rigidamente ligadas entre si. Nas fórmulas anteriores, Fa e F'e são determinadas em função do comprimento de flambagem kL, onde "k" está relacionado com o tipo de engastamento nas extremidades da barra, que por outro lado depende da rigidez do conjunto da estrutura.

Usaremos então para a determinação de "k" em estruturas de pórtico deslocáveis o diagrama de alinhamento abaixo



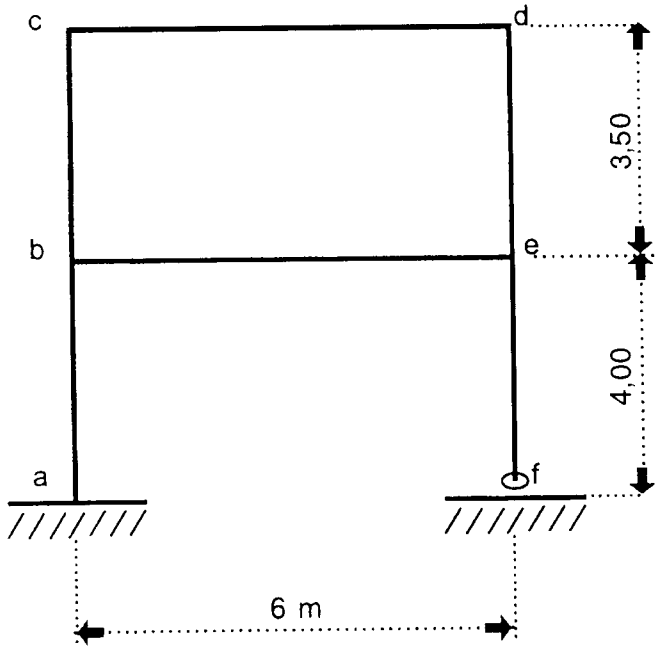
No ábaco, A e B se referem aos nós das duas extremidades da coluna em consideração, e G é definido como:

$$G = \frac{\Sigma \dfrac{Ic}{Lc}}{\Sigma \dfrac{Iv}{Lv}}$$

Onde Σ indica o somatório de todos os elementos rigidamente ligados ao nó e que pertencem ao plano de flambagem da coluna em consideração. I é o momento de inércia e L o comprimento livre das vigas e colunas que chegam no nó.

Para extremidades de colunas não rigidamente ligadas à base (rotuladas), G é teoricamente infinito, mas deve ser considerado como "10" para dimensionamento prático. Se a extremidade da coluna é rigidamente ligada à base (engastada), G pode ser considerado igual a "1,0" e valores menores, somente se justificado por análise reconhecida.

Exemplo A.9: Determinar o comprimento de flambagem "kL" das colunas do pórtico abaixo.



Sendo:

Colunas
CS 250 x 52
Ix = 7.694 cm⁴

Viga $\overline{be}$
VS 350 x 38
Ix = 9.911 cm⁴

Viga $\overline{cd}$
VS 300 x 33
Ix = 6.320 cm⁴

Cálculo dos fatores de rigidez (I/L) para vigas e colunas:

Para a viga $\overline{be}$ ⟶ $\dfrac{I\ viga}{L\ viga} = \dfrac{9.911}{600} = 16{,}51$

Para a viga $\overline{cd}$ ⟶ $\dfrac{I\ viga}{L\ viga} = \dfrac{6.320}{600} = 10{,}53$

Para as colunas $\overline{bc}$ & $\overline{ed}$ ⟶ $\dfrac{I\ coluna}{L\ coluna} = \dfrac{7.694}{350} = 21{,}98$

Para as colunas $\overline{ab}$ & $\overline{fe}$ ⟶ $\dfrac{I\ coluna}{L\ coluna} = \dfrac{7.694}{400} = 19{,}23$

Os valores de GA e GB serão determinados para cada coluna pela relação (Ic/Lc)/(Iv/Lv) e o respectivo valor de "k" será obtido do ábaco, unindo-se estes pontos por uma reta.

A tabela abaixo complementa a solução:

Coluna	GA	GB	k
$\overline{ab}$	1,00 (*engaste*)	$\frac{(21,98 + 19,23)}{16,51} = 2,49$	1,51
$\overline{bc}$	2,49	$\frac{21,98}{10,53} = 2,08$	1,67
$\overline{de}$	2,49	2,08	1,67
$\overline{ef}$	10,00 (rótula)	2,49	2,21

Comprimento efetivo da flambagem "kL":

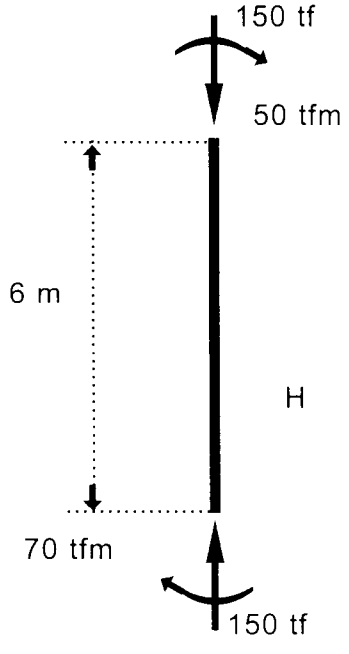
Coluna $\overline{ab}$ ..... ➡ 1,51 x 400 = 604 cm

Coluna $\overline{bc}$ ..... ➡ 1,67 x 350 = 584 cm

Coluna $\overline{de}$ ..... ➡ 1,67 x 350 = 584 cm

Coluna $\overline{ef}$ ..... ➡ 2,21 x 400 = 884 cm

Exemplo A.10: Verificar o perfil soldado CS 500 x 253, sujeito às cargas indicadas na figura. Supor kx = 1,67 e ky = 1,0 e que a flexão ocorreu no plano do eixo menor. Aço ASTM A36.



CS 500 x 253
A = 322 cm²
Wx = 6132 cm³
rx = 21,82 cm
ry = 12,72 cm

Cálculo das tensões atuantes:

$$fa = \frac{150}{322} = 0,46 \text{ tf/cm}^2 \qquad fbx = \frac{7.000}{6.132} = 1,14 \text{ tf/cm}^2$$

Cálculo da tensão admissível à compressão:

$$\frac{kx \cdot L}{rx} = \frac{1{,}67 \times 600}{21{,}82} \cong 46$$

$$\frac{ky \cdot L}{ry} = \frac{1{,}00 \times 600}{12{,}72} \cong 48 \quad \leftarrow \cdots\cdots \quad \text{comanda } Fa = 1{,}29 \text{ tf/cm}^2$$

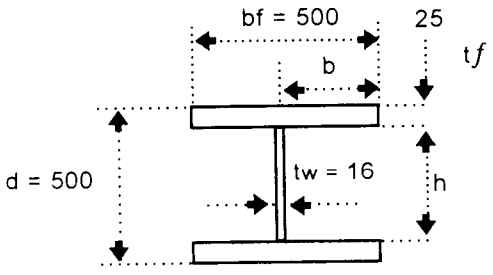
Verificação da solitação combinada:

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{0{,}46}{1{,}29} = 0{,}35 > 0{,}15 \quad \cdots\cdots\rightarrow \quad \text{teremos que verificar:}$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cmx \cdot fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F'ex}\right) \cdot Fbx} \leq 1{,}0 \quad \text{e} \quad \frac{fa}{0{,}6 \cdot Fy} + \frac{fbx}{Fbx} \leq 1{,}0$$

Cálculo de Fbx:

$$\frac{fa}{Fy} = \frac{0{,}46}{2{,}50} = 0{,}18 > 0{,}16$$



$Ix = 153.296 \text{ cm}^4$

$Wx = 6.132 \text{ cm}^3$

$rT = 13{,}79 \text{ cm}$

$h/tw = 28 < 68/\sqrt{Fy} = 43$

$b/tf = 10 < 17/\sqrt{Fy} = 10{,}7$

$\rightarrow$ Seção compacta

Resistência à flexão:

$$Lb = 600 \text{ cm} < \frac{20 \cdot bf}{\sqrt{Fy}} = \frac{20 \times 50}{\sqrt{2{,}5}} = 632 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Apoio lateral completo}$$

$$< \frac{1.406}{(d/Af) \cdot Fy} = \frac{1.406}{50/(50 \times 2{,}50) \times 2{,}5} = 1.406 \text{ cm}$$

Apoio lateral completo $\searrow$

Seção compacta $\nearrow$

$$Fbx = 0{,}66 \cdot Fy$$

$$= 0{,}66 \cdot 2{,}5 = 1{,}65 \text{ tf/cm}^2$$

Fator de redução "Cm":

$$Cmx = 0,6 - 0,4 \,.\, (M_1/M_2)$$

$$= 0,6 - 0,4 \,.\, (50/70) = 0,31$$

Fator de ampliação:

$$\frac{K \,.\, Lb}{rb} = \frac{Kx \cdot Lb}{rx} = \frac{1,67 \times 600}{21,82} \cong 46 \longrightarrow F'ex = 5,11 \text{ tf/cm}^2$$

$$\left(1 - \frac{fa}{F'ex}\right) = \left(1 - \frac{0,46}{5,11}\right) = 0,91$$

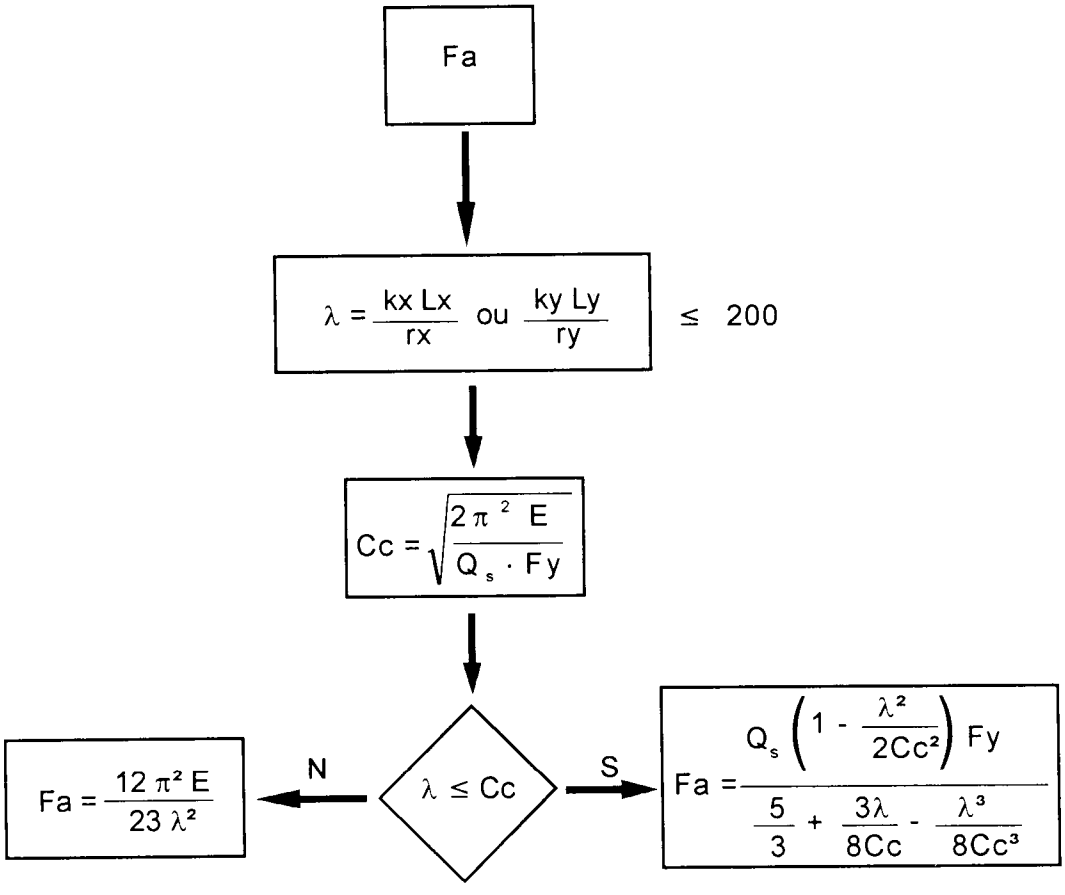
Verificação das tensões combinadas:

$$\frac{0,46}{1,29} + \frac{0,31 \times 1,14}{0,91 \times 1,65} = 0,66 < 1,0$$

$$\frac{0,46}{0,6 \times 2,5} + \frac{1,14}{1,65} = 0,99 < 1,0$$

O PS indicado atende às solicitações

(Fluxograma nº 1 - Tensão admissível p/ compressão "Fa"



L = cm

E = 2.100 tf/cm²

Fy = tf/cm²

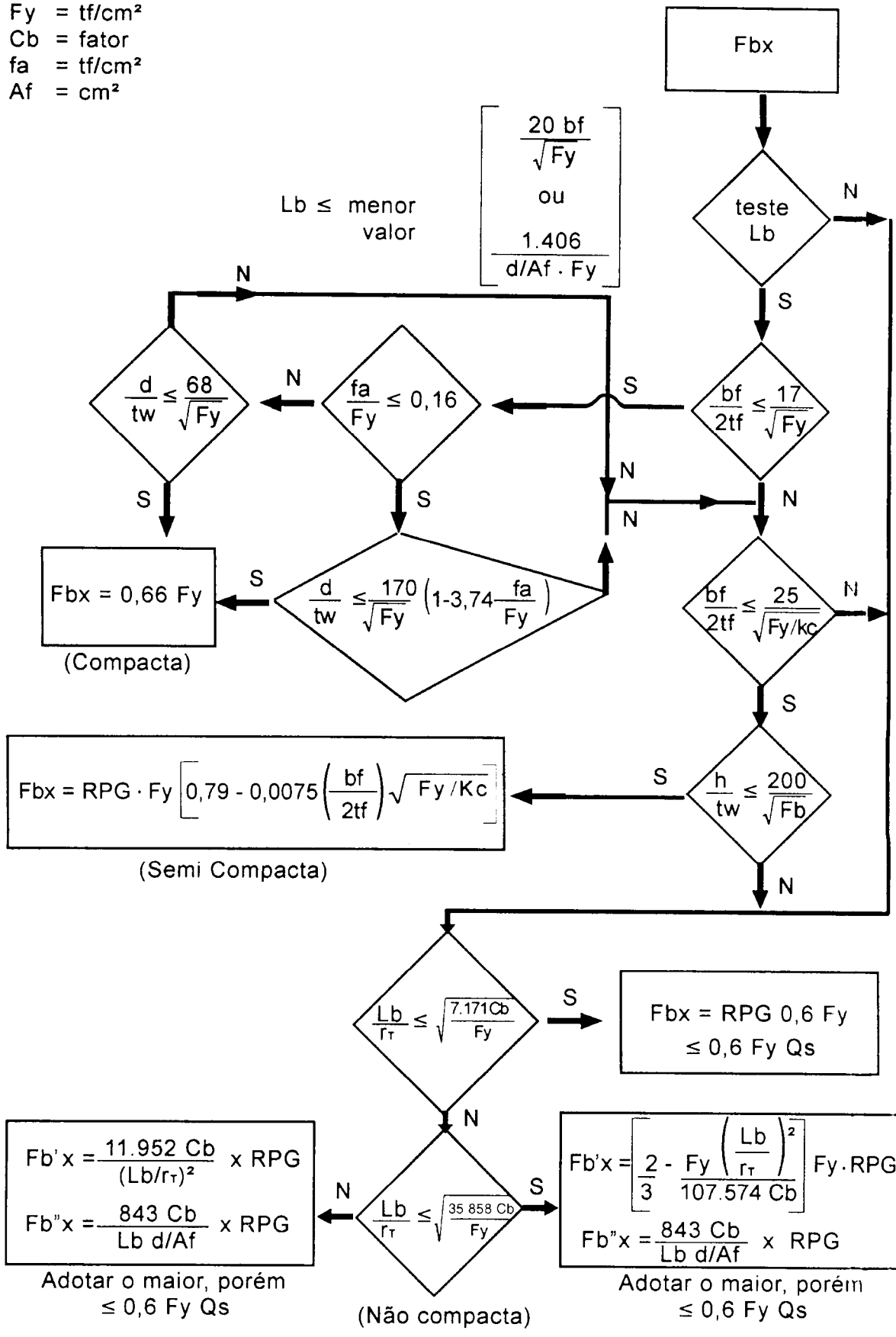
rx = cm

ry = cm

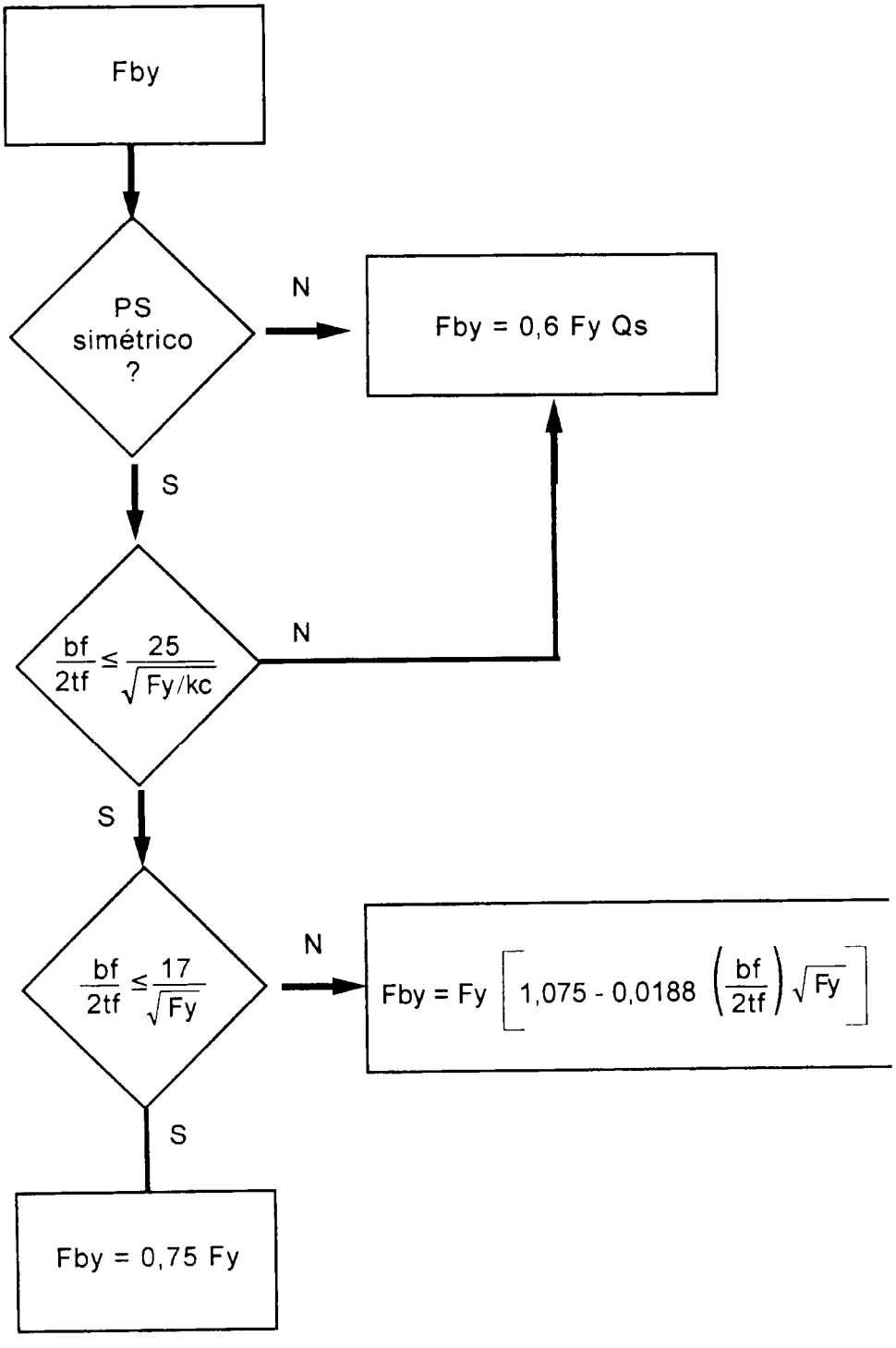
Kx e Ky fatores

(Fluxograma nº 2 - Tensão admissível a flexão "Fbx" em relação ao maior eixo)

d, tw, bf, tf, Lb = cm
Fy = tf/cm²
Cb = fator
fa = tf/cm²
Af = cm²

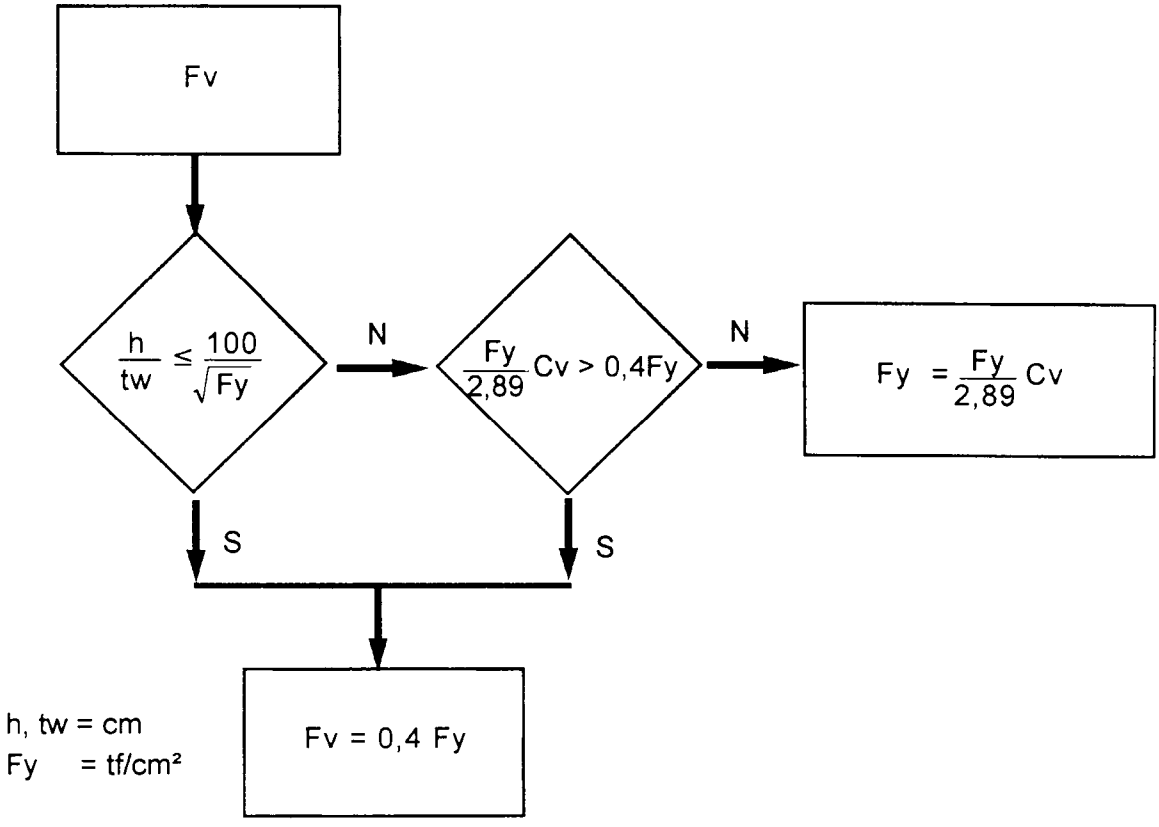


Fluxograma nº 3 - Tensão admissível à flexão "Fby" em relação ao menor eixo

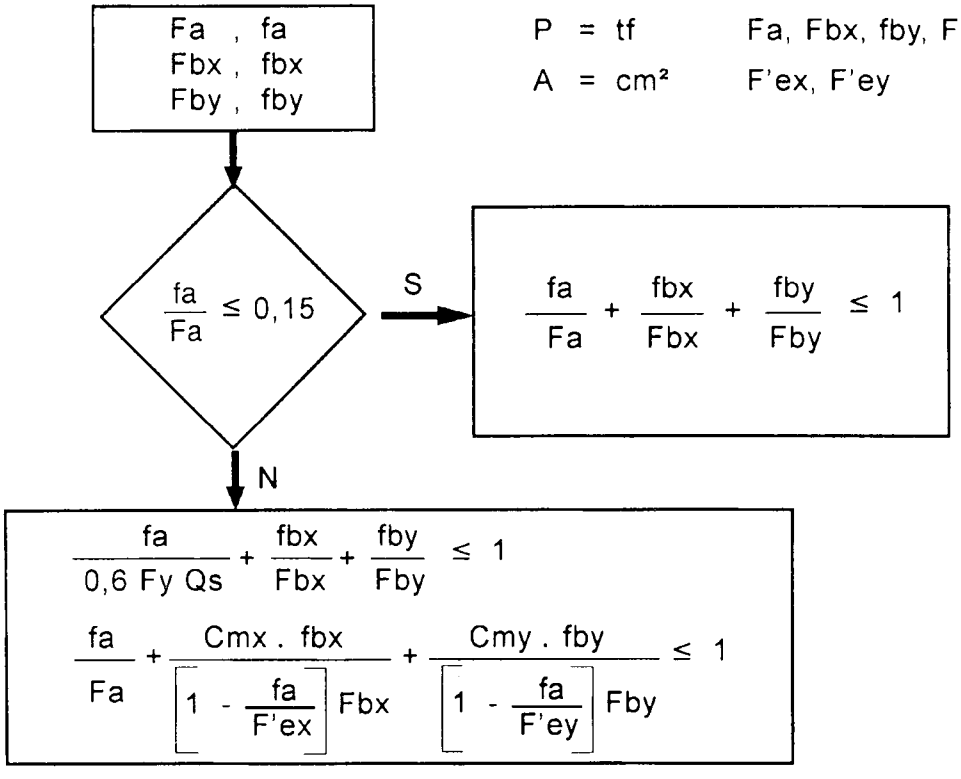


PS = Perfis soldados ou laminados
bf, tf = cm
Fy = tf/cm²

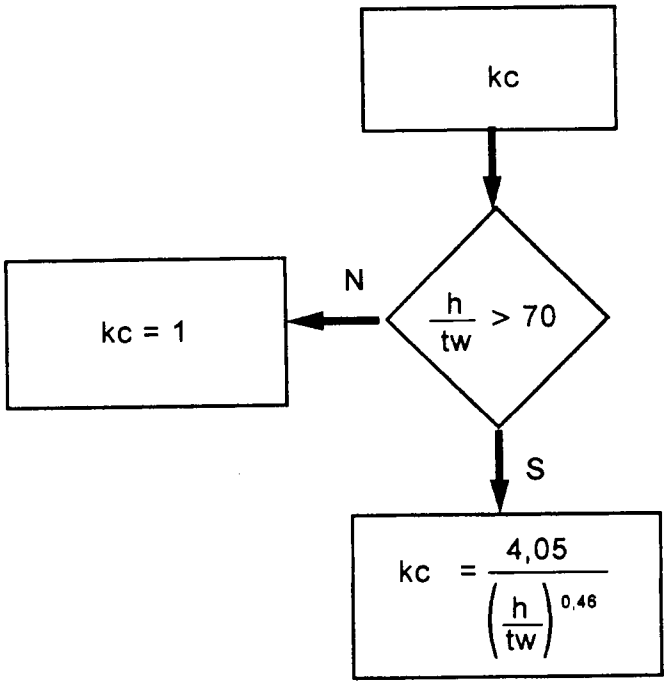
Fluxograma nº 4 - Tensão admissível de cisalhamento "Fv"



Fluxograma nº 5 - Combinações de tensões, compressão com flexão

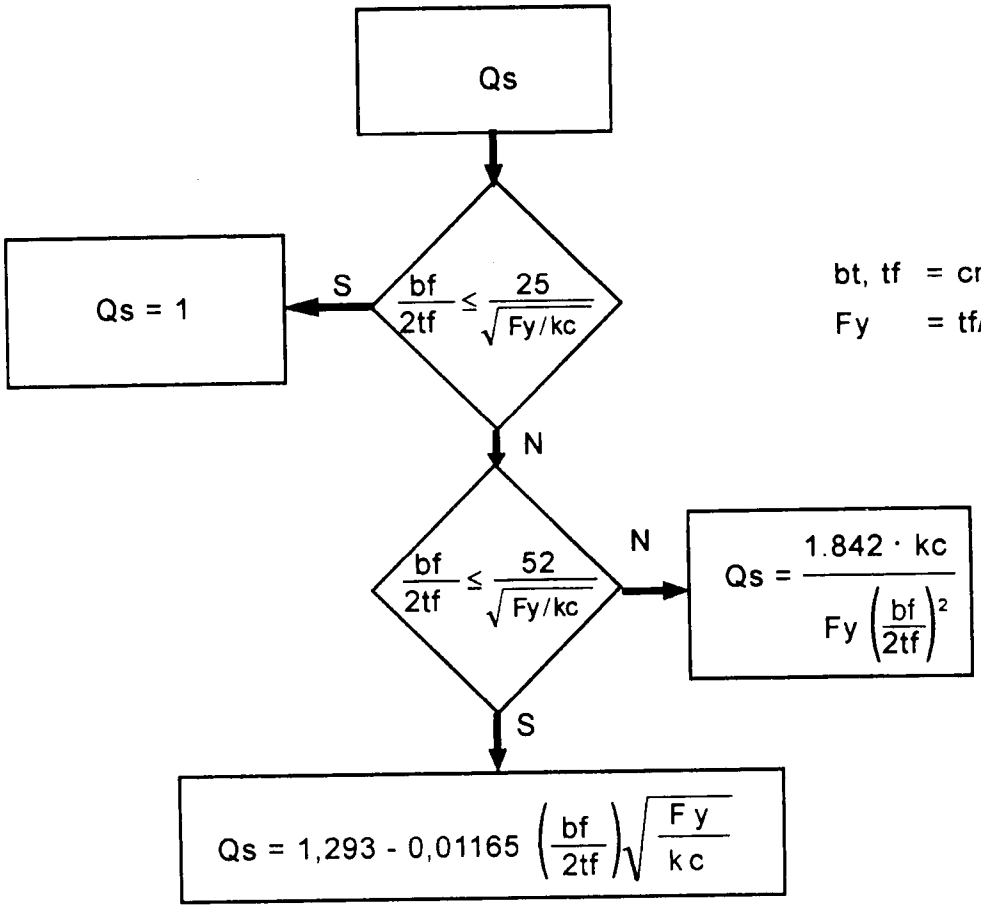


Fluxograma nº 6 - Cálculo de "kc"



h, tw = cm

Fluxograma nº 7 - Cálculo de "Qs"



bt, tf = cm

Fy = tf/cm²

Fluxograma nº 8 - Cálculo de "RPG"

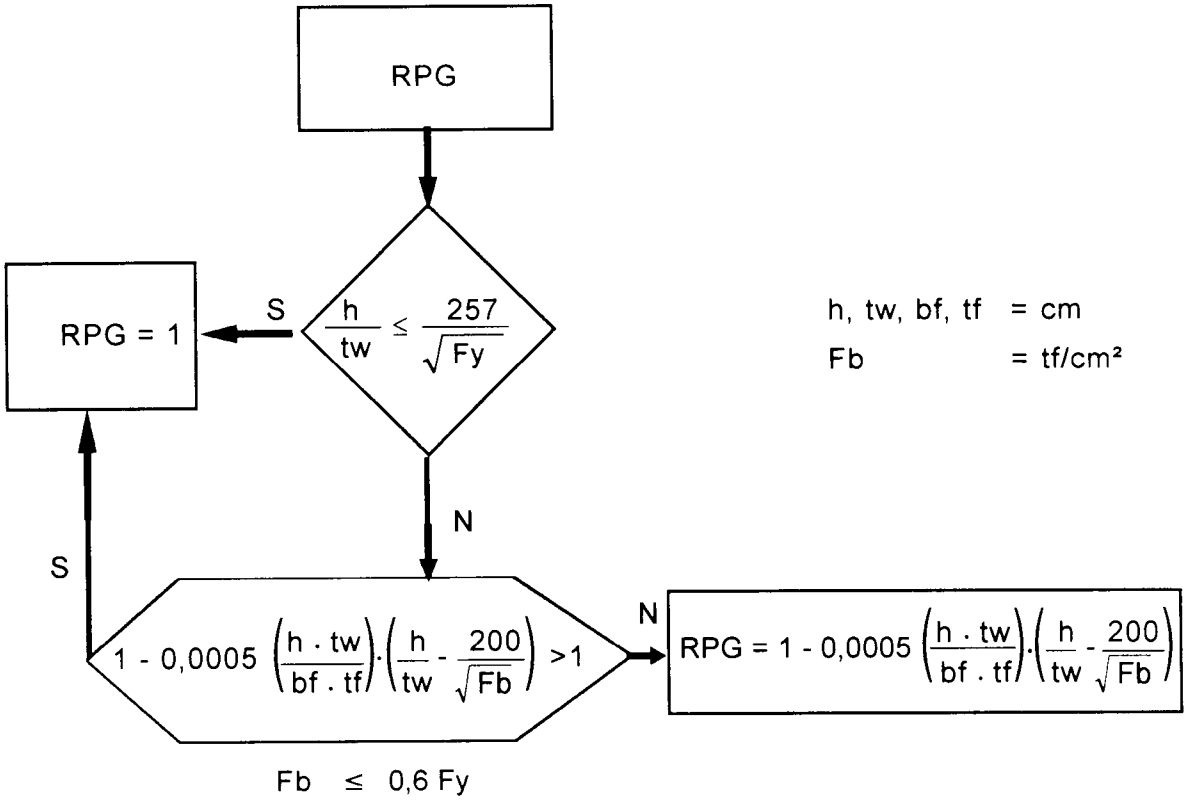


Tabela A-1

Valores de F'e - Aços de qualquer Fy

E = 2.100 tf/cm²

klb/rb	F'e	klb/rb	F'e	klb/rb	F'e	klb/rb	F'e	klb/rb	F'e	klb/rb	F'e
21	24,52	51	4,16	81	1,65	111	0,88	141	0,54	171	0,37
22	22,34	52	4,00	82	1,61	112	0,86	142	0,54	172	0,37
23	20,44	53	3,85	83	1,57	113	0,85	143	0,53	173	0,36
24	18,77	54	3,71	84	1,53	114	0,83	144	0,52	174	0,36
25	17,30	55	3,57	85	1,50	115	0,82	145	0,51	175	0,35
26	16,00	56	3,45	86	1,46	116	0,80	146	0,51	176	0,35
27	14,83	57	3,33	87	1,43	117	0,79	147	0,50	177	0,35
28	13,79	58	3,21	88	1,40	118	0,78	148	0,49	178	0,34
29	12,86	59	3,11	89	1,37	119	0,76	149	0,49	179	0,34
30	12,02	60	3,00	90	1,34	120	0,75	150	0,48	180	0,33
31	11,25	61	2,91	91	1,31	121	0,74	151	0,47	181	0,33
32	10,56	62	2,81	92	1,28	122	0,73	152	0,47	182	0,33
33	9,93	63	2,72	93	1,25	123	0,71	153	0,46	183	0,32
34	9,35	64	2,64	94	1,22	124	0,70	154	0,46	184	0,32
35	8,83	65	2,56	95	1,20	125	0,69	155	0,45	185	0,32
36	8,34	66	2,48	96	1,17	126	0,68	156	0,44	186	0,31
37	7,90	67	2,41	97	1,15	127	0,67	157	0,44	187	0,31
38	7,49	68	2,34	98	1,13	128	0,66	158	0,43	188	0,31
39	7,11	69	2,27	99	1,10	129	0,65	159	0,43	189	0,30
40	6,76	70	2,21	100	1,08	130	0,64	160	0,42	190	0,30
41	6,43	71	2,15	101	1,06	131	0,63	161	0,42	191	0,30
42	6,13	72	2,09	102	1,04	132	0,62	162	0,41	192	0,29
43	5,85	73	2,03	103	1,02	133	0,61	163	0,41	193	0,29
44	5,59	74	1,97	104	1,00	134	0,60	164	0,40	194	0,29
45	5,34	75	1,92	105	0,98	135	0,59	165	0,40	195	0,28
46	5,11	76	1,87	106	0,96	136	0,58	166	0,39	196	0,28
47	4,90	77	1,82	107	0,94	137	0,58	167	0,39	197	0,28
48	4,69	78	1,78	108	0,93	138	0,57	168	0,38	198	0,28
49	4,50	79	1,73	109	0,91	139	0,56	169	0,38	199	0,27
50	4,33	80	1,69	110	0,89	140	0,55	170	0,37	200	0,27

Nota: $F'e = \dfrac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot (klb/rb)^2}$

Tabela A-2

Tensão admissível a compressão para barras de aço com limite de escoamento nominal

Fy = 2,5 tf/cm² e E = 2.100 tf/cm² - AISC 9ª edição

Barras principais e secundárias kl/r menor que 120						Barras principais kl/r de 121 a 200				Barras secundárias l/r de 121 a 200			
kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	l/r	Fa	l/r	Fa
1	1,50	41	1,33	81	1,07	121	0,73	161	0,42	121	0,73	161	0,52
2	1,49	42	1,33	82	1,06	122	0,72	162	0,41	122	0,73	162	0,52
3	1,49	43	1,32	83	1,06	123	0,71	163	0,41	123	0,72	163	0,52
4	1,49	44	1,32	84	1,05	124	0,70	164	0,40	124	0,71	164	0,52
5	1,49	45	1,31	85	1,04	125	0,69	165	0,40	125	0,71	165	0,51
6	1,48	46	1,30	86	1,03	126	0,68	166	0,39	126	0,70	166	0,51
7	1,48	47	1,30	87	1,03	127	0,67	167	0,39	127	0,69	167	0,51
8	1,48	48	1,29	88	1,02	128	0,66	168	0,38	128	0,69	168	0,50
9	1,47	49	1,29	89	1,01	129	0,65	169	0,38	129	0,68	169	0,50
10	1,47	50	1,28	90	1,00	130	0,64	170	0,37	130	0,67	170	0,50
11	1,47	51	1,27	91	0,99	131	0,63	171	0,37	131	0,67	171	0,50
12	1,46	52	1,27	92	0,99	132	0,62	172	0,37	132	0,66	172	0,49
13	1,46	53	1,26	93	0,98	133	0,61	173	0,36	133	0,65	173	0,49
14	1,46	54	1,26	94	0,97	134	0,60	174	0,36	134	0,65	174	0,49
15	1,45	55	1,25	95	0,96	135	0,59	175	0,35	135	0,64	175	0,49
16	1,45	56	1,24	96	0,95	136	0,58	176	0,35	136	0,64	176	0,48
17	1,44	57	1,24	97	0,94	137	0,58	177	0,35	137	0,63	177	0,48
18	1,44	58	1,23	98	0,94	138	0,57	178	0,34	138	0,62	178	0,48
19	1,44	59	1,23	99	0,93	139	0,56	179	0,34	139	0,62	179	0,48
20	1,43	60	1,22	100	0,92	140	0,55	180	0,33	140	0,61	180	0,48
21	1,43	61	1,21	101	0,91	141	0,54	181	0,33	141	0,61	181	0,47
22	1,42	62	1,21	102	0,90	142	0,54	182	0,33	142	0,60	182	0,47
23	1,42	63	1,20	103	0,89	143	0,53	183	0,32	143	0,60	183	0,47
24	1,42	64	1,19	104	0,88	144	0,52	184	0,32	144	0,59	184	0,47
25	1,41	65	1,19	105	0,88	145	0,51	185	0,32	145	0,59	185	0,47
26	1,41	66	1,18	106	0,87	146	0,51	186	0,31	146	0,58	186	0,47
27	1,40	67	1,17	107	0,86	147	0,50	187	0,31	147	0,58	187	0,47
28	1,40	68	1,17	108	0,85	148	0,49	188	0,31	148	0,57	188	0,46
29	1,39	69	1,16	109	0,84	149	0,49	189	0,30	149	0,57	189	0,46
30	1,39	70	1,15	110	0,83	150	0,48	190	0,30	150	0,57	190	0,46
31	1,38	71	1,14	111	0,82	151	0,47	191	0,30	151	0,56	191	0,46
32	1,38	72	1,14	112	0,81	152	0,47	192	0,29	152	0,56	192	0,46
33	1,37	73	1,13	113	0,80	153	0,46	193	0,29	153	0,55	193	0,46
34	1,37	74	1,12	114	0,80	154	0,46	194	0,29	154	0,55	194	0,46
35	1,36	75	1,12	115	0,79	155	0,45	195	0,28	155	0,55	195	0,46
36	1,36	76	1,11	116	0,78	156	0,44	196	0,28	156	0,54	196	0,45
37	1,35	77	1,10	117	0,77	157	0,44	197	0,28	157	0,54	197	0,45
38	1,35	78	1,09	118	0,76	158	0,43	198	0,28	158	0,53	198	0,45
39	1,34	79	1,09	119	0,75	159	0,43	199	0,27	159	0,53	199	0,45
40	1,34	80	1,08	120	0,74	160	0,42	200	0,27	160	0,53	200	0,45

Tabela A-3

Tensão admissível a compressão para barras de aço com limite de escoamento nominal

Fy = 3,5 tf/cm² e E = 2.100 tf/cm² - AISC 9ª edição

Barras principais e secundárias Kl/r menor que 120						Barras principais Kl/r de 121 a 200				Barras secundárias l/r de 121 a 200			
kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	l/r	Fa	l/r	Fa
1	2,10	41	1,81	81	1,34	121	0,74	161	0,42	121	0,74	161	0,52
2	2,09	42	1,80	82	1,32	122	0,73	162	0,41	122	0,73	162	0,52
3	2,09	43	1,79	83	1,31	123	0,71	163	0,41	123	0,73	163	0,52
4	2,08	44	1,78	84	1,29	124	0,70	164	0,40	124	0,72	164	0,52
5	2,08	45	1,77	85	1,28	125	0,69	165	0,40	125	0,71	165	0,51
6	2,07	46	1,76	86	1,27	126	0,68	166	0,39	126	0,70	166	0,51
7	2,07	47	1,75	87	1,25	127	0,67	167	0,39	127	0,69	167	0,51
8	2,06	48	1,73	88	1,24	128	0,66	168	0,38	128	0,69	168	0,50
9	2,05	49	1,72	89	1,22	129	0,65	169	0,38	129	0,68	169	0,50
10	2,05	50	1,71	90	1,21	130	0,64	170	0,37	130	0,67	170	0,50
11	2,04	51	1,70	91	1,19	131	0,63	171	0,37	131	0,67	171	0,50
12	2,04	52	1,69	92	1,18	132	0,62	172	0,37	132	0,66	172	0,49
13	2,03	53	1,68	93	1,16	133	0,61	173	0,36	133	0,65	173	0,49
14	2,02	54	1,67	94	1,15	134	0,60	174	0,36	134	0,65	174	0,49
15	2,02	55	1,66	95	1,13	135	0,59	175	0,35	135	0,64	175	0,49
16	2,01	56	1,65	96	1,12	136	0,58	176	0,35	136	0,64	176	0,48
17	2,00	57	1,64	97	1,10	137	0,58	177	0,35	137	0,63	177	0,48
18	2,00	58	1,63	98	1,09	138	0,57	178	0,34	138	0,62	178	0,48
19	1,99	59	1,61	99	1,07	139	0,56	179	0,34	139	0,62	179	0,48
20	1,98	60	1,60	100	1,06	140	0,55	180	0,33	140	0,61	180	0,48
21	1,98	61	1,59	101	1,04	141	0,54	181	0,33	141	0,61	181	0,47
22	1,97	62	1,58	102	1,02	142	0,54	182	0,33	142	0,60	182	0,47
23	1,96	63	1,57	103	1,01	143	0,53	183	0,32	143	0,60	183	0,47
24	1,95	64	1,55	104	0,99	144	0,52	184	0,32	144	0,59	184	0,47
25	1,95	65	1,54	105	0,98	145	0,51	185	0,32	145	0,59	185	0,47
26	1,94	66	1,53	106	0,96	146	0,51	186	0,31	146	0,58	186	0,47
27	1,93	67	1,52	107	0,94	147	0,50	187	0,31	147	0,58	187	0,47
28	1,92	68	1,51	108	0,93	148	0,49	188	0,31	148	0,57	188	0,46
29	1,91	69	1,49	109	0,91	149	0,49	189	0,30	149	0,57	189	0,46
30	1,91	70	1,48	110	0,89	150	0,48	190	0,30	150	0,57	190	0,46
31	1,90	71	1,47	111	0,88	151	0,47	191	0,30	151	0,56	191	0,46
32	1,89	72	1,46	112	0,86	152	0,47	192	0,29	152	0,56	192	0,46
33	1,88	73	1,44	113	0,85	153	0,46	193	0,29	153	0,55	193	0,46
34	1,87	74	1,43	114	0,83	154	0,46	194	0,29	154	0,55	194	0,46
35	1,86	75	1,42	115	0,82	155	0,45	195	0,28	155	0,55	195	0,46
36	1,85	76	1,40	116	0,80	156	0,44	196	0,28	156	0,54	196	0,45
37	1,84	77	1,39	117	0,79	157	0,44	197	0,28	157	0,54	197	0,45
38	1,83	78	1,38	118	0,78	158	0,43	198	0,28	158	0,53	198	0,45
39	1,82	79	1,36	119	0,76	159	0,43	199	0,27	159	0,53	199	0,45
40	1,81	80	1,35	120	0,75	160	0,42	200	0,27	160	0,63	200	0,45

B

Apêndice

Cálculo do comprimento efetivo das colunas com inércia variável (AISC - Engineering Journal 4ª/80)

Para a maior parte dos edifícios industriais que suportam pontes rolantes, as colunas são escalonadas, com a parte inferior resistindo a todas as cargas de ponte rolante. Após uma ampla pesquisa, em vários autores e normas, em que encontramos algumas discrepancias, concluimos que para este tipo de coluna, o artigo "Calculation of Effective Lengths of Stepped Columns" publicado no "Engineering Journal - AISC - Vol. 17 - nº 4 - 1980", assinado por Krishna M. Agrawal e Andrew P. Stafiej, cujas tabelas transcrevemos neste apêndice, é uma das melhores alternativas, pois os comprimentos efetivos que devem ser calculados para cada segmento, são funções do tipo de fixação das duas extremidades, da relação entre os segmentos ℓ_1/ℓ_2, da relação entre as inércias I_1/I_2 e da relação entre as cargas axiais aplicadas P_1/P_2.

Vários tipos de fixação de extremidades são encontrados na prática (Fig. B. 1). Anderson e Woodward apresentaram equações para cinco tipos de fixação de extremidades para serem usadas no cálculo dos comprimentos efetivos. Este tipos são:

(1) rotulado-rotulado, (2) engastado-livre, (3) engastado-rotulado, (4) engastado-engastado com movimento no plano, (5) engastado-engastado.

Dois outros tipos que não foram considerados previamente são:

(6) rotulado-engastado e (7) rotulado-engastado com movimento no plano (Fig. B.1).

Os edifícios industriais são normalmente projetados como rotulados na base (exceto quando suportam pontes rolantes), com uma treliça de cobertura que conduz a uma extremidade superior engastada ou engastada com movimento no plano.

Definições:

I_1 , I_2 - momento de inércia da parte superior e inferior, respectivamente

P_1 , P_2 - carga axial aplicada no topo e no plano de mudança de inércia, respectivamente.

P_T - carga axial total da coluna = $(P_1 + P_2)$

ℓ_1, ℓ_2 - comprimento das partes superiores e inferiores, respectivamente

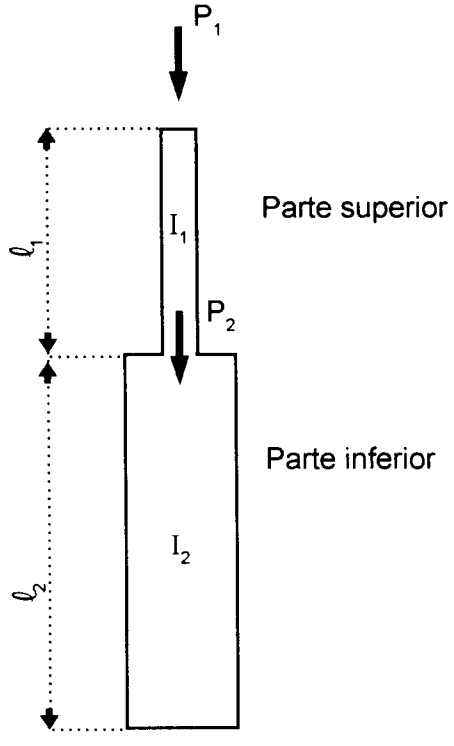
L_T - comprimento total da coluna = $(\ell_1 + \ell_2)$

$\ell_{1\,(eff)}$, $\ell_{2\,(eff)}$ - comprimentos efetivos das partes superiores e inferiores para a Lei de Euler, respectivamente

K_1, K_2 - fatores de comprimentos efetivos para as partes superiores e inferiores, respectivamente, com a seguinte definição:

$$K_1 = \ell_{1\,(eff)} / (\ell_1 + \ell_2) \therefore \ell_{1\,(eff)} = K_1 L_T$$

$$K_2 = \ell_{2\,(eff)} / (\ell_1 + \ell_2) \therefore \ell_{2\,(eff)} = K_2 L_T$$



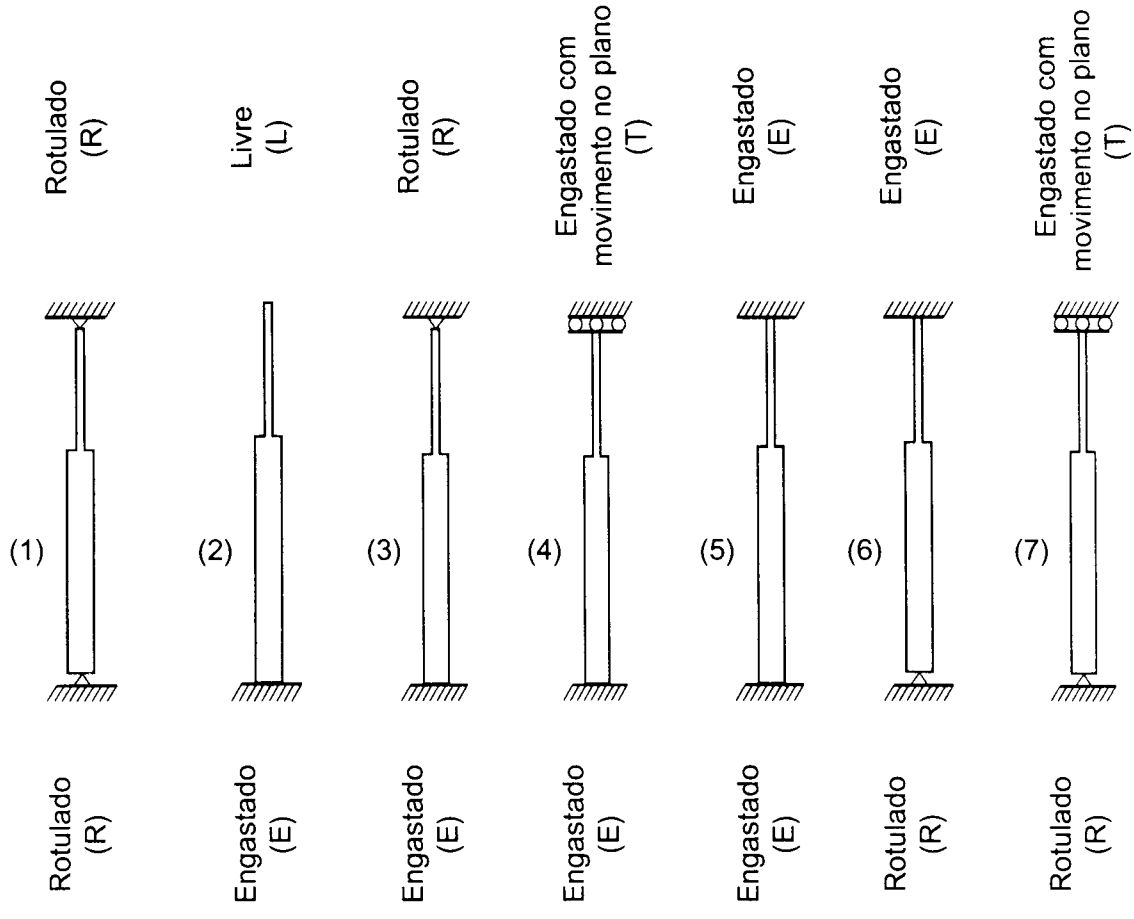


Fig. B.1 Tipos de extremidade

Observe que a relação de carga axial $P_2/P_T = P_2/(P_1 + P_2)$ varia de 0 a 1. O valor zero corresponde a $P_1 > 0$, $P_2 = 0$ e o valor 1 corresponde a $P_1 = 0$ e $P_2 > 0$. Todos os outros valores da relação correspondem a P_1 e P_2 maiores que zero.

Fatores de comprimento equivalente para várias condições de extremidade

$$K_1 = \ell_{1\,(eff)}/L_T \; ; \; K_2 = \ell_{2\,(eff)}/L_T$$

Condição de extremidade (Inf. - Sup.)			(1) R - R		(2) E - L		(3) E - R		(4) E -T		(5) E - E		(6) R - E		(7) R - T	
$\frac{I_1}{I_2}$	$\frac{\ell_2}{L_T}$	$\frac{P_2}{P_T}$	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2
0,1	0,1	0,0	0,997	3,153	1,820	5,755	0,637	2,014	0,910	2,878	0,455	1,439	0,695	2,198	1,999	6,320
		0,2	1,020	2,886	1,820	5,148	0,637	1,802	0,910	2,574	0,455	1,287	0,719	2,033	2,047	5,791
		0,4	1,059	2,595	1,820	4,458	0,637	1,560	0,910	2,229	0,455	1,115	0,759	1,858	2,127	5,211
		0,6	1,137	2,275	1,820	3,640	0,637	1,274	0,910	1,820	0,455	0,910	0,836	1,672	2,282	4,565
		0,8	1.360	1,923	1,820	2,574	0,637	0,901	0,910	1,287	0,455	0,644	1,045	1,478	2,708	3.829
		1,0	0,000	1,560	0,000	0,200	0,000	0,197	0,000	0,199	0,000	0,196	0,000	1,283	0,000	2,997
0,1	0,3	0,0	0,941	2,975	1,461	4,621	0,523	1,654	0,732	2,314	0,370	1,170	0,629	1,989	1,964	6.212
		0,2	0,982	2,779	1,461	4,133	0,524	1,483	0,732	2,071	0,372	1,051	0,664	1,879	2,088	5,906
		0,4	1,050	2,572	1,461	3,580	0,526	1,289	0,733	0,795	0,375	0,918	0,720	1,764	2,283	5,593
		0,6	1,176	2,353	1,462	2,924	0,531	1,061	0,735	1,469	0,384	0,769	0,822	1,644	2,633	5,267
		0,8	1,500	2,121	1,464	2,071	0,552	0,780	0,742	1,049	0,439	0,621	1,074	1,519	3,487	4,932
		1,0	0,000	1,880	0,000	0,600	0,000	0,566	0,000	0,590	0,000	0,531	0,000	1,389	0,000	4,631
0,1	0,5	0,0	0,793	2,506	1,107	3,502	0,468	1,480	0,566	1,788	0,342	1,081	0,493	1,561	1,850	5,851
		0,2	0,826	2,336	1,109	3,135	0,479	1,356	0,572	1,616	0,356	1,006	0,518	1,464	2,008	5,679
		0,4	0,880	2,156	1,112	2,724	0,499	1,223	0,583	1,429	0,379	0,928	0,556	1,361	2,255	5,524
		0,6	0,980	1,960	1,120	2,239	0,540	1,080	0,614	1,229	0,422	0,845	0,626	1,252	2,691	5,381
		0,8	1,234	1,746	1,148	1,623	0,659	0,932	0,747	1,056	0,535	0,757	0,801	1,133	3,696	5,227
		1,0	0,000	1,513	0,000	1,000	0,000	0,786	0,000	0,962	0,000	0,665	0,000	1,004	0,000	5,074
0,1	0,7	0,0	0,561	1.775	0,785	2,482	0,436	1,378	0,482	1,524	0,279	0,883	0,331	1,045	1,588	5,022
		0,2	0,579	1,638	0,800	2,263	0,448	1,268	0,518	1,467	0,289	0,816	0,345	0,975	1,755	4,963
		0,4	0,608	1,489	0,828	2,029	0,469	1,148	0,577	1,414	0,303	0,743	0,369	0,903	2,006	4,914
		0,6	0,662	1,325	0,893	1,786	0,508	1,016	0,683	1,367	0,331	0,663	0,417	0,833	2,429	4,858
		0,8	0,807	1,141	1,103	1,560	0,612	0,865	0,937	1,325	0,405	0,573	0,546	0,772	3,395	4,802
		1,0	0,000	0,939	0,000	1,400	0,000	0,689	0,000	1,289	0,000	0,469	0,000	0,729	0,000	4,734
0,1	0,9	0,0	0,329	1,039	0,638	2,016	0,245	0,774	0,461	1,456	0,194	0,614	0,275	0,869	1,094	3,459
		0,2	0,356	1,007	0,697	1,971	0,257	0,727	0,512	1,448	0,214	0,607	0,305	0,863	1,219	3,446
		0,4	0,399	0,977	0,787	1,927	0,279	0,683	0,588	1,441	0,245	0,600	0,350	0,858	1,405	3,441
		0,6	0,476	0,951	0,942	1,884	0,324	0,648	0,716	1,433	0,297	0,594	0,426	0,853	1,718	3,437
		0,8	0,657	0,929	1,302	1,841	0,440	0,623	1,003	1,425	0,417	0,589	0,599	0,848	2,425	3.430
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,606	0,000	1,418	0,000	0,000	0,000	0,843	0,000	3,417
0,2	0,1	0,0	0,998	2,230	1,840	4,115	0,645	1,441	0,920	2,057	0,460	1,029	0,696	1,555	1,999	4,470
		0,2	1,021	2,042	1,840	3.680	0,645	1,289	0,920	1,840	0,460	0,921	0,720	1,439	2,047	4,095
		0,4	1,060	1,836	1,840	3,187	0,645	1,117	0,920	1,594	0,461	0,798	0,760	1,316	2,128	3,685
		0,6	1,139	1,610	1,840	2,602	0,645	0,912	0,920	1,302	0,461	0,652	0,838	1,185	2,283	3,229
		0,8	1,363	1,363	1,840	1,840	0,646	0,646	0,921	0,921	0,462	0,462	1,049	1,049	2,710	2,710
		1,0	0,000	1,109	0,000	0,200	0,000	0,194	0,000	0,198	0,000	0,192	0,000	0,914	0,000	2,123
0,2	0,3	0,0	0,947	2,117	1,523	3,406	0,557	1,246	0,765	1,711	0,396	0,887	0,635	1,421	1,969	4,404
		0,2	0,990	1,979	1,523	3,047	0,561	1,121	0,767	1,534	0,403	0,805	0,672	1,344	2,093	4,187
		0,4	1,059	1,835	1,525	2,641	0,567	0,983	0,771	1.335	0,415	0,719	0,730	1,265	2,290	3,966
		0,6	1,190	1,683	1,528	2,160	0,584	0,826	0,778	1,100	0,446	0,630	0,836	1,183	2,646	3,743
		0,8	1,523	1,523	1,537	1,537	0,653	0,653	0,812	0,812	0,549	0,549	1,097	1,097	3,508	3,508
		1,0	0,000	1,358	0,000	0,600	0,000	0,522	0,000	0,581	0,000	0,484	0,000	1,010	0,000	3,297
0,2	0,5	0,0	0,813	1,818	1,221	2,730	0,539	1,204	0,645	1,443	0,384	0,860	0,512	1,145	1,860	4,159
		0,2	0,848	1,696	1,227	2,453	0,555	1,110	0,664	1,328	0,402	0,804	0,539	1,077	2,030	4,060
		0,4	0,906	1,569	1,239	2,146	0,584	1,012	0,698	1,210	0,430	0,745	0,581	1,007	2,289	3,964
		0,6	1,015	1,435	1,265	1,788	0,641	0,906	0,775	1,096	0,482	0,682	0,659	0,932	2,738	3,872
		0,8	1,287	1,287	1,365	1,365	0,794	0,794	1,000	1,000	0,616	0,616	0,852	0,852	3,762	53762
		1,0	0,000	1,126	0,000	1,000	0,000	0,678	0,000	0,930	0,000	0,545	0,000	0,767	0,000	3,640
0,2	0,7	0,0	0,609	1,361	0,983	2,197	0,478	1,069	0,618	1,382	0,304	0,680	0,387	0,864	1,640	3,667
		0,2	0,631	1,263	1,017	2,034	0,493	0,986	0,671	1,343	0,316	0,632	0,413	0,826	1,809	3,169
		0,4	0,670	1,160	1,078	1,868	0,517	0,896	0,754	1,306	0,335	0,580	0,456	0,790	2,075	3,594
		0,6	0,742	1,050	1,201	1,699	0,563	0,796	0,899	1,271	0,373	0,527	0,536	0,757	2,507	3,545
		0,8	0,935	0,935	1,538	1,538	0,684	0,684	1,238	1,238	0,481	0,481	0,730	0,730	3,513	3,513
		1.0	0,000	0,827	0,000	1,400	0,000	0,555	0,000	1,208	0,000	0,458	0,000	0,708	0,000	3,473

Fatores de comprimento equivalente para várias condições de extremidade

$$K_1 = \ell_{1\,(eff)}/L_T \; ; \; K_2 = \ell_{2\,(eff)}/L_T$$

Condição de extremidade (Inf. - Sup.)			(1) R - R		(2) E - L		(3) E - R		(4) E -T		(5) E - E		(6) R - E		(7) R - T	
$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{\ell_2}{L_T}$	$\frac{P_2}{P_T}$	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2
0,2	0,9	0,0	0,454	1,015	0,899	2,010	0,324	0,724	0,574	1,284	0,262	0,585	0,368	0,823	1,220	2,729
		0,2	0,495	0,991	0,983	1,965	0,347	0,694	0,639	1,278	0,290	0,580	0,409	0,818	1,361	2,723
		0,4	0,559	0,968	1,110	1,923	0,385	0,667	0,735	1,273	0,332	0,575	0,470	0,814	1,571	2,721
		0,6	0,670	0,947	1,332	1,883	0,455	0,643	0,897	1,269	0,403	0,571	0,573	0,811	1,923	2,719
		0,8	0,927	0,927	1,843	1,843	0,622	0,622	1,264	1,264	0,566	0,566	0,807	0,807	2,716	2,716
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,259	0,000	0,562	0,000	0,803	0,000	2,706
0,3	0,1	0,0	0,998	1,822	1,860	3,396	0,652	1,191	0,930	1,698	0,465	0,850	0,696	1,271	1,999	3,650
		0,2	1,021	1,668	1,860	3,038	0,652	1,065	0,930	1,519	0,466	0,761	0,720	1,176	2,048	3,344
		0,4	1,061	1,500	1,860	2,631	0,653	0,923	0,930	1,316	0,466	0,659	0,761	1,076	2,128	3,010
		0,6	1,140	1316	1,860	2,148	0,653	0,754	0,931	1,075	0,467	0,539	0,840	0,970	2,284	2,637
		0,8	1,367	1,116	1,861	1,519	0,655	0,535	0,932	0,761	0,469	0,383	1,053	0,860	2,711	2,214
		1,0	0,000	0,910	0,000	0,200	0,000	0,191	0,000	0,197	0,000	0,188	0,000	0,751	0,000	1,736
0,3	0,3	0,0	0,953	1,740	1,587	2,897	0,587	1,072	0,800	1,460	0,420	0,768	0,642	1,172	1,974	3,604
		0,2	0,997	1,628	1,586	2,590	0,593	0,969	0,803	1,312	0,431	0,703	0,680	1,111	2,099	3,428
		0,4	1,070	1,513	1,590	2,248	0,605	0,856	0,811	1,146	0,450	0,636	0,741	1,048	2,300	3,252
		0,6	1,204	1,390	1,595	1,842	0,633	0,731	0,827	0,955	0,492	0,568	0,851	0,983	2,658	3,069
		0,8	1,547	1,263	1,616	1,319	0,734	0,600	0,899	0,734	0,619	0,505	1,122	0,916	3,529	2,881
		1,0	0,000	1,133	0,000	0,600	0,000	0,495	0,000	0,572	0,000	0,450	0,000	0,846	0,000	2,710
0,3	0,5	0,0	0,833	1,521	1,335	2,438	0,578	1,055	0,718	1,311	0,407	0,744	0,533	0,973	1,890	3,450
		0,2	0,872	1,424	1,345	2,197	0,598	0,977	0,746	1,219	0,427	0,697	0,563	0,919	2,048	3,344
		0,4	0,934	1,321	1,368	1,935	0,632	0,894	0,797	1,128	0,458	0,647	0,610	0,863	2,318	3,278
		0,6	1,051	1,214	1,416	1,635	0,697	0,805	0,901	1,040	0,516	0,595	0,697	0,805	2,772	3,201
		0,8	1,342	1,096	1,586	1,295	0,870	0,711	1,181	0,964	0,661	0,540	0,911	0,744	3,829	3,126
		1,0	0,000	0,971	0,000	1,000	0,000	0,613	0,000	0,903	0,000	0,481	0,000	0,681	0,000	3,014
0,3	0,7	0,0	0,660	1,205	1,156	2,111	0,509	0,929	0,708	1,292	0,331	0,604	0,444	0,810	1,696	3,097
		0,2	0,690	1,126	1,205	1,968	0,526	0,859	0,771	1,260	0,347	0,567	0,479	0,783	1,862	3,040
		0,4	0,739	1,045	1,289	1,824	0,553	0,783	0,869	1,229	0,375	0,530	0,535	0,757	2,141	3,027
		0,6	0,832	0,961	1,451	1,675	0,606	0,699	1,039	1,199	0,430	0,496	0,636	0,734	2,611	3,015
		0,8	1,074	0,877	1,876	1,532	0,744	0,607	1,436	1,172	0,576	0,470	0,874	0,714	3,658	2,987
		1,0	0,000	0,801	0,000	1,400	0,000	0,509	0,000	1,146	0,000	0,454	0,000	0,695	0,000	2,933
0,3	0,9	0,0	0,553	1,009	1,101	2,010	0,390	0,712	0,651	1,189	0,309	0,564	0,433	0,790	1,342	2,450
		0,2	0,604	0,986	1,202	1,963	0,421	0,687	0,726	1,186	0,343	0,560	0,482	0,787	1,495	2,441
		0,4	0,683	0,966	1,362	1,926	0,469	0,663	0,836	1,183	0,393	0,556	0,554	0,784	1,729	2,445
		0,6	0,819	0,946	1,632	1,884	0,556	0,641	1,021	1,179	0,479	0,553	0,677	0,781	2,115	2,442
		0,8	1,135	0,927	2,255	1,841	0,762	0,622	1,441	1,176	0,673	0,549	0,953	0,779	2,988	2,440
		0,1	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,172	0,000	0,546	0,000	0,775	0,000	2,430
0,4	0,1	0,0	0,998	1,578	1,880	2,973	0,660	1,043	0,940	1,487	0,471	0,744	0,696	1,101	1,999	3,161
		0,2	1,022	1,445	1,880	2,659	0,660	0,933	0,941	1,330	0,471	0,666	0,721	1,020	2,048	2,896
		0,4	1,061	1,300	1,880	2,303	0,660	0,809	0,941	1,152	0,472	0,578	0,762	0,933	2,128	2,607
		0,6	1,141	1,141	1,881	1,881	0,661	0,661	0,941	0,941	0,473	0,473	0,842	0,842	2,285	2,285
		0,8	1,370	0,969	1,882	1,330	0,664	0,469	0,943	0,667	0,478	0,338	1,058	0,748	2,713	1,919
		1,0	0,000	0,792	0,000	0,200	0,000	0,189	0,000	0,197	0,000	0,185	0,000	0,656	0,000	1,506
0,4	0,3	0,0	0,959	1,517	1,648	2,606	0,612	0,968	0,833	1,318	0,440	0,695	0,649	1,027	1,980	3,131
		0,2	1,005	1,421	1,649	2.332	0,621	0,878	0,840	1,187	0,453	0,640	0,689	0,975	2,015	2,977
		0,4	1,079	1,322	1,655	2,027	0,637	0,780	0,851	1,042	0,476	0,583	0,752	0,922	2,308	2,826
		0,6	1,218	1,218	1,665	1,665	0,674	0,674	0,878	0,878	0,526	0,526	0,867	0,867	2,666	2,666
		0,8	1,571	1,111	1,698	1,201	0,798	0,564	0,985	0,696	0,668	0,472	1,146	0,810	3,549	2,509
		1,0	0,000	1,002	0,000	0,600	0,000	0,472	0,000	0,563	0,000	0,424	0,000	0,753	0,000	2,362
0,4	0,5	0,0	0,857	1,355	1,451	2,294	0,605	0,957	0,779	1,332	0,424	0,670	0,556	0,879	1,908	3,017
		0,2	0,897	1,268	1,460	2,065	0,628	0,888	0,815	1,153	0,445	0,629	0,589	0,833	2,076	2,936
		0,4	0,964	1,181	1,494	1,830	0,665	0,815	0,878	1,075	0,478	0,586	0,642	0,787	2,352	2,881
		0,6	1,088	1,088	1,560	1,560	0,737	0,737	1,002	1,002	0,541	0,541	0,738	0,738	2,829	2,829
		0,8	1,401	0,991	1,789	1,265	0,925	0,654	1,320	0,933	0,697	0,493	0,974	0,688	3,903	2,760
		1,0	0,000	0,885	0,000	1,000	0,000	0,568	0,000	0,877	0,000	0,442	0,000	0,639	0,000	2,650

Fatores de comprimento equivalente para várias condições de extremidade

$$K_1 = \ell_{1\,(eff)}/L_T \; ; \; K_2 = \ell_{2\,(eff)}/L_T$$

Condição de extremidade (Inf. - Sup.)			(1) R - R		(2) E - L		(3) E - R		(4) E -T		(5) E - E		(6) R - E		(7) R - T	
$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{\ell_2}{L_T}$	$\frac{P_2}{P_T}$	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2
0,4	0,7	0,0	0,713	1,127	1,309	2,069	0,537	0,849	0,775	1,225	0,359	0,568	0,494	0,781	1,751	2,768
		0,2	0,749	1,060	1,370	1,938	0,556	0,787	0,845	1,195	0,380	0,538	0,537	0,759	1,919	2,714
		0,4	0,809	0,990	1,475	1,806	0,588	0,720	0,954	1,169	0,416	0,510	0,603	0,738	2,212	2,709
		0,6	0,921	0,921	1,670	1,670	0,648	0,648	1,143	1,143	0,484	0,484	0,719	0,719	2,700	2,700
		0,8	1,206	0,853	2,164	1,530	0,807	0,570	1,584	1,120	0,657	0,464	0,991	0,701	3,785	2,677
		1,0	0,000	0,791	0,000	1,400	0,000	0,494	0,000	1,097	0,000	0,450	0,000	0,685	0,000	2,622
0,4	0,9	0,0	0,637	1,006	1,272	2,011	0,447	0,707	0,715	1,130	0,347	0,548	0,484	0,766	1,460	2,309
		0,2	0,696	0,984	1,389	1,964	0,484	0,684	0,798	1,128	0,385	0,545	0,540	0,761	1,618	2,289
		0,4	0,788	0,965	1,570	1,922	0,540	0,662	0,920	1,127	0,442	0,542	0,622	0,764	1,877	2,298
		0,6	0,946	0,946	1,891	1,891	0,641	0,641	1,124	1,124	0,539	0,539	0,760	0,760	2,305	2,305
		0,8	1,312	0,928	2,613	1,847	0,880	0,622	1,586	1,122	0,758	0,536	1,071	0,758	3,257	2,303
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,118	0,,000	0,533	0,000	0,754	0,000	2,282
0,5	0,1	0,0	0,998	1,412	1,901	2,688	0,667	0,943	0,951	1,344	0,476	0,673	0,697	0,985	2,000	2,828
		0,2	1,022	1,293	1,900	2,404	0,667	0,844	0,951	1,202	0,477	0,603	0,722	0,913	2,048	2,591
		0,4	1,062	1,164	1,901	2,082	0,668	0,731	0,951	1,042	0,477	0,523	0,763	0,836	2,129	2,332
		0,6	1,143	1,022	1,901	1,700	0,669	0,598	0,952	0,851	0,479	0,429	0,844	0,755	2,285	2,044
		0,8	1,373	0,868	1,902	1,203	0,673	0,426	0,955	0,604	0,487	0,308	1,062	0,672	2,715	1,717
		1,0	0,000	0,712	0,000	0,200	0,000	0,186	0,000	0,196	0,000	0,182	0,000	0,590	0,000	1,349
0,5	0,3	0,0	0,965	1,365	1,712	2,421	0,633	0,895	0,866	1,224	0,455	0,643	0,657	0,929	1,986	2,808
		0,2	1,013	1,281	1,712	2,166	0,644	0,814	0,874	1,106	0,470	0,595	0,698	0,883	2,111	2,670
		0,4	1,090	1,194	1,719	1,883	0,664	0,727	0,890	0,975	0,497	0,544	0,764	0,837	2,315	2,536
		0,6	1,233	1,103	1,733	1,550	0,707	0,632	0,927	0,829	0,553	0,494	0,883	0,790	2,602	2,399
		0,8	1,595	1,009	1,783	1,127	0,847	0,536	1,064	0,673	0,706	0,446	1,172	0,741	3,569	2,257
		1,0	0,000	0,913	0,000	0,600	0,000	0,454	0,000	0,556	0,000	0,403	0,000	0,691	0,000	2,126
0,5	0,5	0,0	0,878	1,242	1,562	2,208	0,626	0,886	0,832	1,177	0,437	0,618	0,580	0,820	1,949	2,757
		0,2	0,923	1,168	1,570	1,985	0,651	0,823	0,873	1,104	0,460	0,582	0,617	0,780	2,099	2,655
		0,4	0,995	1,090	1,612	1,765	0,691	0,757	0,945	1,035	0,496	0,544	0,675	0,740	2,385	2,612
		0,6	1,128	1,009	1,703	1,523	0,768	0,687	1,084	0,969	0,563	0,503	0,781	0,698	2,831	2,532
		0,8	1,460	0,923	1,974	1,248	0,969	0,613	1,434	0,907	0,729	0,461	1,038	0,656	3,908	2,472
		1,0	0,000	0,833	0,000	1,000	0,000	0,536	0,000	0,857	0,000	0,416	0,000	0,615	0,000	2,412
0,5	0,7	0,0	0,766	1,083	1,452	2,053	0,565	0,799	0,829	1,172	0,387	0,547	0,539	0,762	1,775	2,510
		0,2	0,808	1,022	1,520	1,923	0,587	0,742	0,905	1,144	0,413	0,522	0,586	0,742	1,969	2,491
		0,4	0,877	0,961	1,639	1,795	0,623	0,682	1,023	1,120	0,455	0,498	0,660	0,723	2,262	2,478
		0,6	1,006	0,899	1,855	1,659	0,691	0,618	1,229	1,699	0,533	0,477	0,789	0,706	2,754	2,464
		0,8	1,328	0,840	2,425	1,534	0,871	0,551	1,707	1,080	0,727	0,460	1,093	0,691	3,873	2,450
		1,0	0,000	0,785	0,000	1,400	0,000	0,488	0,000	1,057	0,000	0,446	0,000	0,675	0,000	2,422
0,5	0,9	0,0	0,710	1,004	1,416	2,002	0,498	0,704	0,772	1,092	0,379	0,536	0,529	0,748	1,572	2,223
		0,2	0,777	0,983	1,553	1,964	0,539	0,682	0,861	1,089	0,421	0,533	0,590	0,746	1,736	2,196
		0,4	0,879	0,964	1,763	1,931	0,603	0,661	0,993	1,088	0,484	0,530	0,680	0,745	2,019	2,211
		0,6	1,056	0,945	2,117	1,893	0,716	0,641	1,215	1,087	0,590	0,528	0,831	0,743	2,482	2,220
		0,8	1,467	0,928	2,933	1,855	0,984	0,622	1,716	1,085	0,831	0,525	1,173	0,742	3,509	2,219
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,081	0,000	0,523	0,000	0,739	0,000	2,190
0,6	0,1	0,0	0,999	1,289	1,921	2,480	0,674	0,870	0,961	1,240	0,481	0,621	0,697	0,900	2,000	2,581
		0,2	1,023	1,181	1,921	2,218	0,674	0,778	0,961	1,110	0,482	0,556	0,772	0,834	2,049	2,365
		0,4	1,063	1,063	1,921	1,921	0,675	0,675	0,961	0,961	0,483	0,483	0,764	0,764	2,129	2,129
		0,6	1,144	0,934	1,921	1,569	0,677	0,553	0,963	0,786	0,486	0,396	0,846	0,691	2,286	1,867
		0,8	1,376	0,795	1,923	1,110	0,683	0,394	0,966	0,558	0,497	0,287	1,066	0,616	2,717	1,569
		1,0	0,000	0,654	0,000	0,200	0,000	0,184	0,000	0,195	0,000	0,179	0,000	0,543	0,000	1,234
0,6	0,3	0,0	0,973	1,256	1,774	2,290	0,651	0,840	0,897	1,158	0,467	0,603	0,665	0,858	1,992	2,572
		0,2	1,021	1,179	1,774	2,048	0,663	0,766	0,907	1,048	0,484	0,559	0,708	0,817	2,115	2,442
		0,4	1,100	1,100	1,785	1,785	0,686	0,686	0,927	0,927	0,514	0,514	0,776	0,776	2,323	2,323
		0,6	1,248	1,019	1,803	1,472	0,735	0,600	0,973	0,794	0,574	0,468	0,899	0,734	2,691	2,197
		0,8	1,620	0,935	1,867	1,078	0,889	0,513	1,135	0,655	0,737	0,425	1,197	0,691	3,590	2,073
		1,0	0,000	0,850	0,000	0,600	0,000	0,438	0,000	0,549	0,000	0,386	0,000	0,648	0,000	1,953

Fatores de comprimento equivalente para várias condições de extremidade

$$K_1 = \ell_{1\,(eff)}/L_T \; ; \; K_2 = \ell_{2\,(eff)}/L_T$$

Condição de extremidade (Inf. - Sup.)			(1) R - R		(2) E - L		(3) E - R		(4) E -T		(5) E - E		(6) R - E		(7) R - T	
$\frac{I_1}{I_2}$	$\frac{\ell_2}{L_T}$	$\frac{P_2}{P_T}$	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2
0,6	0,5	0,0	0,903	1,166	1,654	2,135	0,644	0,831	0,877	1,132	0,450	0,581	0,604	0,780	1,967	2,539
		0,2	0,950	1,097	1,678	1,937	0,670	0,774	0,922	1,064	0,475	0,548	0,645	0,745	2,118	2,445
		0,4	1,027	1,027	1,726	1,726	0,713	0,713	1,001	1,001	0,513	0,513	0,709	0,709	2,411	2,411
		0,6	1,167	0,953	1,837	1,500	0,795	0,649	1,153	0,941	0,584	0,476	0,822	0,671	2,864	2,338
		0,8	1,522	0,879	2,151	1,242	1,007	0,561	1,531	0,884	0,759	0,438	1,100	0,635	3,958	2,285
		1,0	0,000	0,796	0,000	1,000	0,000	0,512	0,000	0,836	0,000	0,398	0,000	0,599	0,000	2,238
0,6	0,7	0,0	0,817	1,055	1,578	2,037	0,592	0,765	0,873	1,128	0,413	0,534	0,578	0,746	1,860	2,401
		0,2	0,864	0,998	1,656	1,913	0,617	0,712	0,954	1,101	0,443	0,511	0,630	0,728	2,026	2,339
		0,4	0,942	0,942	1,793	1,793	0,657	0,657	1,083	1,083	0,490	0,490	0,711	0,711	2,350	2,350
		0,6	1,087	0,887	2,027	1,656	0,734	0,599	1,302	1,063	0,577	0,471	0,851	0,695	2,887	2,358
		0,8	1,441	0,832	2,660	1,536	0,935	0,540	1,804	1,041	0,789	0,455	1,180	0,682	4,058	2,343
		1,0	0,000	0,782	0,000	1,400	0,000	0,486	0,000	1,024	0,000	0,442	0,000	0,667	0,000	2,278
0,6	0,9	0,0	0,776	1,002	1,560	2,014	0,544	0,702	0,825	1,065	0,407	0,525	0,568	0,734	1,663	2,147
		0,2	0,851	0,982	1,704	1,968	0,590	0,681	0,919	1,061	0,453	0,523	0,634	0,733	1,850	2,136
		0,4	0,963	0,963	1,934	1,934	0,660	0,660	1,062	1,062	0,521	0,521	0,731	0,731	2,148	2,148
		0,6	1,156	0,944	2,330	1,903	0,784	0,640	1,298	1,060	0,636	0,519	0,895	0,731	2,626	2,144
		0,8	1,605	0,926	3,227	1,863	1,077	0,622	1,833	1,059	0,896	0,517	1,263	0,729	3,711	2,143
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,055	0,000	0,515	0,000	0,726	0,000	2,127
0,7	0,1	0,0	0,999	1,194	1,941	2,320	0,680	0,813	0,971	1,160	0,486	0,581	0,698	0,834	2,000	2,390
		0,2	1,023	1,094	1,941	2,075	0,681	0,728	0,971	1,038	0,487	0,521	0,723	0,773	2,049	2,190
		0,4	1,064	0,985	1,941	1,797	0,682	0,632	0,972	0,900	0,488	0,452	0,765	0,709	2,130	1,972
		0,6	1,145	0,866	1,942	1,468	0,684	0,517	0,973	0,736	0,492	0,372	0,848	0,641	2,287	1,729
		0,8	1,380	0,737	1,944	1,039	0,692	0,370	0,978	0,523	0,507	0,271	1,071	0,572	2,719	1,453
		1,0	0,000	0,608	0,000	0,200	0,000	0,182	0,000	0,194	0,000	0,176	0,000	0,506	0,000	1,145
0,7	0,3	0,0	0,979	1,171	1,835	2,194	0,665	0,795	0,925	1,106	0,477	0,570	0,673	0,804	1,988	2,376
		0,2	1,029	1,100	1,834	1,961	0,679	0,726	0,938	1,003	0,496	0,530	0,718	0,767	2,122	2,268
		0,4	1,112	1,029	1,847	1,709	0,704	0,652	0,962	0,891	0,528	0,488	0,789	0,730	2,333	2,160
		0,6	1,264	0,956	1,872	1,415	0,758	0,573	1,016	0,768	0,592	0,447	0,916	0,692	2,703	2,043
		0,8	1,644	0,879	1,951	1,043	0,924	0,494	1,199	0,641	0,763	0,408	1,224	0,654	3,611	1,930
		1,0	0,000	0,803	0,000	0,600	0,000	0,424	0,000	0,541	0,000	0,371	0,000	0,615	0,000	1,820
0,7	0,5	0,0	0,926	1,107	1,743	2,083	0,659	0,788	0,911	1,089	0,463	0,553	0,629	0,752	1,956	2,338
		0,2	0,977	1,045	1,773	1,895	0,687	0,734	0,964	1,030	0,488	0,522	0,673	0,719	2,142	2,290
		0,4	1,059	0,980	1,836	1,700	0,733	0,678	1,049	0,971	0,529	0,490	0,741	0,686	2,428	2,248
		0,6	1,208	0,913	1,958	1,480	0,819	0,619	1,210	0,915	0,604	0,457	0,864	0,653	2,901	2,193
		0,8	1,584	0,846	2,312	1,236	1,042	0,557	1,615	0,863	0,789	0,422	1,159	0,620	4,018	2,148
		1,0	0,000	0,772	0,000	1,000	0,000	0,493	0,000	0,820	0,000	0,386	0,000	0,587	0,000	2,105
0,7	0,7	0,0	0,866	1,036	1,692	2,023	0,620	0,741	0,913	1,091	0,438	0,523	0,612	0,732	1,890	2,259
		0,2	0,918	0,982	1,785	1,908	0,647	0,692	0,998	1,066	0,470	0,502	0,669	0,715	2,086	2,230
		0,4	1,004	0,929	1,926	1,784	0,692	0,641	1,134	1,050	0,522	0,483	0,756	0,700	2,387	2,210
		0,6	1,161	0,878	2,205	1,667	0,776	0,587	1,363	1,030	0,617	0,466	0,907	0,685	2,949	2,229
		0,8	1,550	0,829	2,880	1,539	0,997	0,533	1,895	1,013	0,845	0,451	1,257	0,672	4,153	2,220
		1,0	0,000	0,780	0,000	1,400	0,000	0,484	0,000	0,996	0,000	0,439	0,000	0,660	0,000	2,169
0,7	0,9	0,0	0,839	1,003	1,677	2,005	0,587	0,701	0,873	1,044	0,433	0,517	0,604	0,723	1,779	2,127
		0,2	0,918	0,982	1,840	1,968	0,636	0,680	0,973	1,040	0,482	0,515	0,675	0,721	1,955	2,090
		0,4	1,040	0,963	2,100	1,944	0,712	0,660	1,125	1,042	0,555	0,513	0,778	0,720	2,267	2,099
		0,6	1,249	0,944	2,523	1,907	0,847	0,640	1,376	1,040	0,677	0,512	0,951	0,719	2,812	2,126
		0,8	1,740	0,930	3,475	1,857	1,164	0,622	1,944	1,039	0,954	0,510	1,343	0,718	3,976	2,125
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,035	0,000	0,509	0,000	0,716	0,000	2,081
0,8	0,1	0,0	0,999	1,117	1,961	2,192	0,687	0,768	0,980	1,096	0,491	0,549	0,698	0,781	2,000	2,236
		0,2	1,023	1,023	1,961	1,961	0,688	0,688	0,981	0,981	0,492	0,492	0,724	0,724	2,049	2,049
		0,4	1,064	0,922	1,961	1,699	0,689	0,597	0,982	0,850	0,494	0,428	0,766	0,664	2,130	1,845
		0,6	1,147	0,811	1,962	1,388	0,692	0,489	0,984	0,696	0,498	0,352	0,850	0,601	2,288	1,618
		0,8	1,383	0,692	1,965	0,982	0,702	0,351	0,990	0,495	0,518	0,259	1,075	0,538	2,721	1,360
		1,0	0,000	0,572	0,000	0,200	0,000	0,180	0,000	0,193	0,000	0,173	0,000	0,477	0,000	1,072

Fatores de comprimento equivalente para várias condições de extremidade

$$K_1 = \ell_{1\,(eff)}/L_T \; ; \; K_2 = \ell_{2\,(eff)}/L_T$$

Condição de extremidade (Inf. - Sup.)			(1) R - R		(2) E - L		(3) E - R		(4) E -T		(5) E - E		(6) R - E		(7) R - T	
$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{\ell_2}{L_T}$	$\frac{P_2}{P_T}$	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2
0,8	0,3	0,0	0,987	1,103	1,890	2,113	0,678	0,758	0,953	1,065	0,486	0,543	0,681	0,762	2,004	2,240
		0,2	1,038	1,038	1,896	1,896	0,693	0,693	0,967	0,967	0,506	0,506	0,728	0,728	2,128	2,128
		0,4	1,122	0,972	1,911	1,655	0,721	0,624	0,995	0,862	0,540	0,467	0,802	0,694	2,338	2,025
		0,6	1,279	0,904	1,940	1,372	0,779	0,551	1,056	0,747	0,607	0,429	0,933	0,660	2,721	1,924
		0,8	1,671	0,835	2,035	1,018	0,954	0,477	1,258	0,629	0,786	0,393	1,250	0,625	3,619	1,810
		1,0	0,000	0,765	0,000	0,600	0,000	0,412	0,000	0,536	0,000	0,359	0,000	0,589	0,000	1,713
0,8	0,5	0,0	0,950	1,062	1,836	2,053	0,673	0,752	0,947	1,059	0,475	0,531	0,653	0,730	1,966	2,199
		0,2	1,005	1,005	1,868	1,868	0,703	0,703	1,002	1,002	0,502	0,502	0,700	0,700	2,165	2,165
		0,4	1,092	0,945	1,933	1,674	0,751	0,650	1,092	0,946	0,546	0,473	0,773	0,669	2,442	2,115
		0,6	1,250	0,884	2,078	1,469	0,842	0,595	1,262	0,893	0,624	0,442	0,903	0,639	2,930	2,072
		0,8	1,645	0,822	2,457	1,228	1,075	0,538	1,689	0,845	0,819	0,410	1,219	0,609	4,083	2,042
		1,0	0,000	0,753	0,000	1,000	0,000	0,478	0,000	0,803	0,000	0,376	0,000	0,579	0,000	2,000
0,8	0,7	0,0	0,913	1,021	1,811	2,025	0,647	0,723	0,943	1,054	0,460	0,514	0,644	0,720	1,936	2,164
		0,2	0,970	0,970	1,895	1,895	0,677	0,677	1,035	1,035	0,495	0,495	0,705	0,705	2,133	2,133
		0,4	1,063	0,920	2,067	1,790	0,726	0,628	1,181	1,023	0,551	0,477	0,797	0,691	2,494	2,160
		0,6	1,234	0,872	2,364	1,671	0,818	0,578	1,424	1,007	0,652	0,461	0,957	0,677	2,992	2,115
		0,8	1,651	0,826	3,058	1,529	1,056	0,528	1,975	0,988	0,895	0,447	1,329	0,664	4,198	2,099
		1,0	0,000	0,778	0,000	1,400	0,000	0,483	0,000	0,973	0,000	0,436	0,000	0,653	0,000	2,084
0,8	0,9	0,0	0,895	1,001	1,804	2,017	0,626	0,700	0,917	1,026	0,456	0,510	0,638	0,713	1,839	2,056
		0,2	0,981	0,981	1,971	1,971	0,679	0,679	1,024	1,024	0,509	0,509	0,713	0,713	2,053	2,053
		0,4	1,111	0,962	2,220	1,923	0,761	0,659	1,186	1,027	0,586	0,507	0,821	0,711	2,406	2,084
		0,6	1,335	0,944	2,705	1,913	0,905	0,640	1,447	1,023	0,716	0,506	1,004	0,710	2,907	2,056
		0,8	1,826	0,931	3,751	1,876	1,244	0,622	2,045	1,023	1,010	0,505	1,422	0,711	4,110	2,055
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,019	0,000	0,503	0,000	0,708	0,000	2,047
0,9	0,1	0,0	1,000	1,054	1,980	2,087	0,693	0,731	0,990	1,044	0,495	0,522	0,699	0,737	2,001	2,109
		0,2	1,024	0,965	1,981	1,867	0,694	0,654	0,991	0,934	0,497	0,468	0,724	0,683	2,049	1,932
		0,4	1,065	0,870	1,981	1,618	0,696	0,568	0,992	0,810	0,499	0,408	0,767	0,627	2,131	1,740
		0,6	1,148	0,766	1,982	1,322	0,699	0,466	0,994	0,663	0,505	0,336	0,852	0,568	2,289	1,526
		0,8	1,386	0,654	1,986	0,936	0,711	0,335	1,003	0,473	0,528	0,249	1,080	0,509	2,722	1,283
		1,0	0,000	0,542	0,000	0,200	0,000	0,178	0,000	0,193	0,000	0,171	0,000	0,452	0,000	1,013
0,9	0,3	0,0	0,994	1,048	1,954	2,059	0,689	0,727	0,978	1,031	0,493	0,520	0,690	0,728	2,002	2,110
		0,2	1,047	0,987	1,954	1,842	0,706	0,665	0,994	0,937	0,514	0,485	0,739	0,697	2,132	2,010
		0,4	1,134	0,926	1,971	1,610	0,735	0,600	1,025	0,837	0,550	0,449	0,815	0,665	2,348	1,918
		0,6	1,294	0,863	2,007	1,338	0,797	0,531	1,093	0,729	0,621	0,414	0,951	0,634	2,726	1,817
		0,8	1,696	0,799	2,115	0,997	0,981	0,463	1,311	0,618	0,807	0,380	1,276	0,602	3,654	1,722
		1,0	0,000	0,735	0,000	0,600	0,000	0,402	0,000	0,529	0,000	0,349	0,000	0,569	0,000	1,625
0,9	0,5	0,0	0,976	1,028	1,922	2,026	0,686	0,724	0,974	1,027	0,488	0,524	0,677	0,713	1,991	2,098
		0,2	1,033	0,974	1,959	1,847	0,718	0,677	1,035	0,975	0,516	0,437	0,727	0,685	2,193	2,067
		0,4	1,125	0,918	2,037	1,663	0,769	0,627	1,130	0,922	0,562	0,459	0,804	0,656	2,471	2,018
		0,6	1,290	0,860	2,196	1,464	0,864	0,576	1,310	0,873	0,645	0,430	0,941	0,627	2,965	1,977
		0,8	1,699	0,801	2,618	1,234	1,107	0,522	1,756	0,828	0,849	0,420	1,271	0,599	4,110	1,938
		1,0	0,000	0,738	0,000	1,000	0,000	0,466	0,000	0,788	0,000	0,370	0,000	0,572	0,000	1,913
0,9	0,7	0,0	0,957	1,009	1,906	2,009	0,673	0,710	0,972	1,025	0,481	0,547	0,673	0,709	1,963	2,069
		0,2	1,020	0,961	2,012	1,897	0,706	0,665	1,069	1,008	0,518	0,489	0,737	0,695	2,194	2,069
		0,4	1,119	0,914	2,193	1,790	0,759	0,619	1,221	0,997	0,578	0,472	0,835	0,681	2,549	2,081
		0,6	1,300	0,867	2,514	1,676	0,858	0,572	1,469	0,979	0,686	0,457	1,003	0,669	3,060	2,040
		0,8	1,747	0,823	3,290	1,551	1,113	0,525	2,048	0,966	0,943	0,445	1,394	0,657	4,308	2,031
		1,0	0,000	0,777	0,000	1,400	0,000	0,482	0,000	0,953	0,000	0,433	0,000	0,646	0,000	2,015
0,9	0,9	0,0	0,950	1,001	1,902	2,005	0,664	0,700	0,967	1,019	0,479	0,505	0,669	0,706	1,983	2,091
		0,2	1,041	0,981	2,095	1,975	0,720	0,679	1,071	1,010	0,534	0,543	0,748	0,705	2,162	2,039
		0,4	1,179	0,962	2,401	1,960	0,807	0,659	1,242	1,015	0,615	0,502	0,862	0,704	2,522	2,059
		0,6	1,416	0,944	2,843	1,895	0,960	0,640	1,526	1,017	0,751	0,561	1,056	0,704	3,135	2,090
		0,8	1,965	0,926	3,909	1,843	1,319	0,622	2,157	1,017	1,060	0,500	1,492	0,703	4,433	2,090
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	1,007	0,000	0,498	0,000	0,701	0,000	2,020

Fatores de comprimento equivalente para várias condições de extremidade

$$K_1 = \ell_{1\,(eff)}/L_T \; ; \; K_2 = \ell_{2\,(eff)}/L_T$$

Condição de extremidade (Inf. - Sup.)			(1) R - R		(2) E - L		(3) E - R		(4) E -T		(5) E - E		(6) R - E		(7) R - T	
I_1/I_2	ℓ_2/L_T	P_2/P_T	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2	K1	K2
1,0	0,1	0,0	1,000	1,000	2,001	2,001	0,699	0,699	1,000	1,000	0,500	0,500	0,699	0,699	2,001	2,001
		0,2	1,024	0,916	2,001	1,789	0,700	0,626	1,001	0,895	0,502	0,449	0,725	0,649	2,049	1,833
		0,4	1,066	0,826	2,001	1,550	0,702	0,544	1,002	0,776	0,504	0,391	0,769	0,595	2,131	1,651
		0,6	1,150	0,727	2,003	1,267	0,706	0,447	1,005	0,636	0,511	0,323	0,854	0,540	2,289	1,448
		0,8	1,390	0,622	2,007	0,897	0,720	0,322	1,015	0,454	0,538	0,241	1,084	0,485	2,724	1,218
		1,0	0,000	0,517	0,000	0,200	0,000	0,176	0,000	0,192	0,000	0,169	0,000	0,432	0,000	0,962
1,0	0,3	0,0	1,002	1,002	2,010	2,010	0,699	0,699	1,002	1,002	0,500	0,500	0,700	0,700	2,010	2,010
		0,2	1,056	0,944	2,011	1,799	0,717	0,641	1,020	0,912	0,522	0,467	0,750	0,671	2,138	1,913
		0,4	1,145	0,887	2,031	1,573	0,748	0,579	1,054	0,816	0,560	0,434	0,828	0,452	2,354	1,824
		0,6	1,310	0,828	2,069	1,309	0,813	0,514	1,127	0,713	0,634	0,401	0,967	0,612	2,744	1,735
		0,8	1,721	0,770	2,196	0,982	1,005	0,450	1,360	0,608	0,826	0,370	1,301	0,582	3,662	1,638
		1,0	0,000	0,711	0,000	0,600	0,000	0,393	0,000	0,522	0,000	0,340	0,000	0,552	0,000	1,551
1,0	0,5	0,0	1,000	1,000	2,013	2,013	0,699	0,699	1,000	1,000	0,500	0,500	0,699	0,699	2,013	2,013
		0,2	1,061	0,949	2,047	1,831	0,732	0,655	1,065	0,952	0,530	0,475	0,752	0,673	2,002	1,969
		0,4	1,157	0,896	2,125	1,646	0,785	0,608	1,164	0,901	0,578	0,448	0,833	0,645	2,520	1,952
		0,6	1,330	0,841	2,282	1,443	0,885	0,560	1,352	0,855	0,665	0,421	0,978	0,619	3,012	1,905
		0,8	1,765	0,789	2,735	1,223	1,138	0,509	1,816	0,812	0,879	0,393	1,323	0,591	4,180	1,869
		1,0	0,000	0,728	0,000	1,000	0,000	0,457	0,000	0,774	0,000	0,364	0,000	0,565	0,000	1,841
1,0	0,7	0,0	1,000	1,000	2,013	2,013	0,699	0,699	1,000	1,000	0,500	0,500	0,699	0,699	2,013	2,013
		0,2	1,067	0,955	2,110	1,888	0,734	0,657	1,103	0,987	0,540	0,483	0,767	0,686	2,228	1,993
		0,4	1,173	0,909	2,288	1,772	0,791	0,613	1,261	0,977	0,603	0,467	0,870	0,674	2,577	1,996
		0,6	1,364	0,863	2,609	1,650	0,897	0,567	1,517	0,959	0,716	0,453	1,046	0,661	3,146	1,990
		0,8	1,832	0,819	3,455	1,545	1,168	0,522	2,119	0,947	0,987	0,441	1,454	0,650	4,432	1,982
		1,0	0,000	0,776	0,000	1,400	0,000	0,481	0,000	0,936	0,000	0,430	0,000	0,640	0,000	1,960
1,0	0,9	0,0	1,000	1,000	2,013	2,013	0,699	0,699	1,000	1,000	0,500	0,500	0,699	0,699	2,083	2,083
		0,2	1,097	0,981	2,198	1,966	0,759	0,679	1,117	0,999	0,558	0,499	0,781	0,699	2,236	2,000
		0,4	1,242	0,962	2,508	1,943	0,851	0,659	1,292	1,001	0,642	0,498	0,901	0,698	2,592	2,008
		0,6	1,493	0,944	3,089	1,954	1,012	0,640	1,579	0,998	0,785	0,496	1,104	0,698	3,294	2,083
		0,8	2,086	0,933	4,262	1,906	1,391	0,622	2,231	0,998	1,108	0,495	1,560	0,698	4,659	2,083
		1,0	0,000	0,909	0,000	1,800	0,000	0,605	0,000	0,997	0,000	0,495	0,000	0,695	0,000	1,998

C

Apêndice

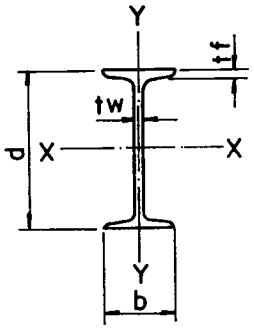


Tabela C-1

Perfil I - série americana

Propriedades para projeto

Designação nominal	Massa M	Área A	Altura d	Mesa Largura b	Mesa Espessura média tf	Espessura da alma tw	$\frac{d}{b\ tf}$	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	rT	Constante de torção IT
	kg / m	cm²	mm	mm	mm	mm	cm⁻¹	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm	cm⁴
76	8,45	10,8	76	59,2	6	4,32	2,14	105	27,6	3,12	19,1	6,55	1,33	1,48	-
76	9,68	12,3	76	61,2	6	6,38	2,07	113	29,6	3,02	21	7,04	1,31	1,53	-
102	11,45	14,5	102	67,6	5	4,83	3,02	252	49	4,17	32	9,50	1,48	1,68	-
102	12,70	16,1	102	69,2	6	6,43	2,46	258	52	4,06	34	9,99	1,46	1,71	-
127	14,9	18,8	127	76,2	8	5,33	1,87	503	78	5,21	50	13,2	1,63	1,88	-
127	18,2	23,2	127	79,7	8	8,81	1,81	562	88	4,95	58	14,7	1,60	1,90	-
152	18,5	23,6	152	84,6	10	5,8	1,98	919	121	6,24	76	17,9	1,79	2,07	7,0
152	22,0	28,0	152	87,5	10	8,7	1,91	1003	132	5,99	85	19,4	1,74	2,10	9,8
203	27,3	34,8	203	101,6	11	6,9	1,85	2400	236	8,30	155	30	2,11	2,47[V]	14,0
203	30,5	38,9	203	103,6	11	8,9	1,82	2540	250	8,08	166	32	2,07	2,48	17,2
254	37,7	48,1	254	118,4	13	7,9	1,72	5140	405	10,30	282	47	2,42	2,87	25,1
254	44,7	56,9	254	121,8	13	11,4	1,67	5610	442	9,93	312	51	2,34	2,89	36,1
305	60,6	77,3	305	133,4	17	11,7	1,36	11330	743	12,1	563	84	2,70	3,25	73,3
305	67,0	85,4	305	136,0	17	14,4	1,34	11960	785	11,8	603	89	2,66	3,24	90,1

Catálogos CSN e Cofavi

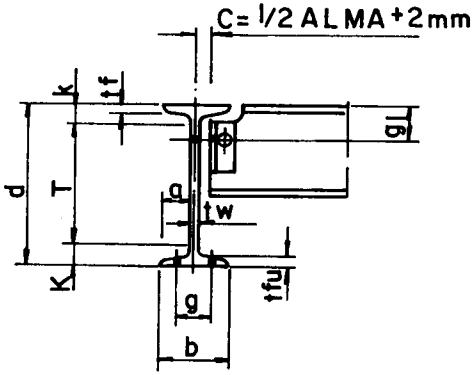


Tabela C-2

Perfil I - série americana

Dimensões para desenho de detalhes de estruturas

Designação nominal	Dimensões em mm												
	Altura d	Mesa		Espessura da alma tw	$\frac{tw}{2}$	Distâncias					Espessura no centro do furo tfu	Diâmetro máximo do parafuso na aba	Gabarito usual na mesa g
		Largura b	Espessura média tf			a	T	k	g_1	C			
152 x 18,5	152	85	10	6	3	38	110	21	57	5	8	16	50
152 x 22,0	152	88	10	9	5	38	110	21	57	7	9	16	50
203 x 27,3	203	102	11	7	4	47	153	25	64	6	11	19	58
203 x 30,5	203	104	11	9	5	47	153	25	64	7	11	19	58
254 x 37,7	254	118	13	8	4	54	198	28	64	6	13	19	70
254 x 44,7	254	122	13	11	6	54	198	28	64	8	13	19	70
305 x 60,6	305	133	17	12	6	61	233	36	70	8	16	19	76
305 x 76,0	305	136	17	14	7	61	233	36	70	9	16	19	76

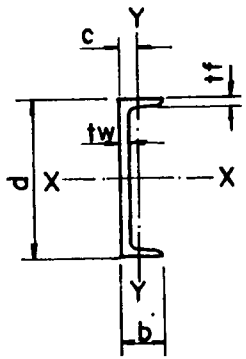


Tabela C-3

Perfil U - série americana

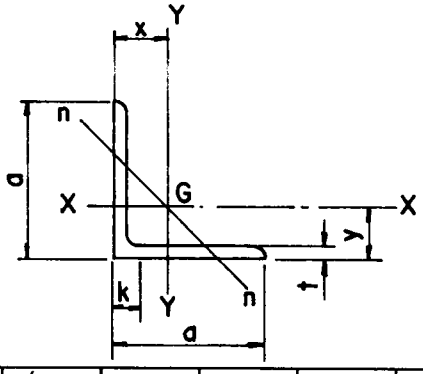
Propriedades para projeto

Designação nominal	Massa M	Área A	Altura d	Mesa		Espessura da alma tw	d / b tf	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	c	Constante de torção IT
				Largura b	Espessura média tf										
	kg / m	cm²	mm	mm	mm	mm	cm⁻¹	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm	cm⁴
76	6,11	7,78	76	36	6	4,32	3,52	71	18,1	2,98	8,7	3,43	1,03		
76	7,44	9,18	76	38	6	6,55	3,33	79	19,6	2,85	10,8	3,93	1,03		
102	8,03	10,1	102	40	6	4,57	4,25	162	31,4	3,97	13,7	4,75	1,14		
102	9,30	11,9	102	42	8	6,27	3,04	174	34,3	3,84	16,2	5,24	1,14		
152	12,2	15,5	152	48,8	8,7	5,08	3,58	546	72	5,94	29	8,2	1,36	1,30	3,12
152	15,6	19,9	152	51,7	8,7	7,98	3,38	632	83	5,63	36	9,2	1,34	1,27	5,45
203	17,1	21,8	203	57,4	9,9	5,60	3,57	1356	133	7,89	55	12,8	1,59	1,45	5,45
203	20,5	26,1	203	59,5	9,9	7,70	3,44	1503	148	7,60	64	14,0	1,56	1,41	7,78
254	22,8	29,0	254	66	11,1	6,10	3,47	2800	221	9,84	95	19,0	1,81	1,61	8,78
254	29,8	37,9	254	69,6	11,1	9,63	3,29	3290	259	9,31	117	21,6	1,76	1,54	15,40
305	30,7	39,1	305	74,7	12,7	7,11	3,20	5370	352	11,70	161	28,3	2,03	1,77	15,44
305	37,2	47,4	305	77,4	12,7	9,83	3,09	6010	394	11,30	186	30,9	1,98	1,71	22,52

Catálogos CSN e Cofavi

Tabela C-7

Cantoneiras de abas iguais - série americana



Designação nominal	Aba a	Espessura t	Área A	Massa M	Ix = Iy	Wx=Wy	rx = ry	x = y	Eixo n r mín.	k
	mm	mm	cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm	cm	mm
38 x 38	38,10	3,2	2,32	1,83	3,33	1,15	1,17	1,07	0,76	6
(1 1/2" x 1 1/2")		4,8	3,42	2,68	4,58	1,64	1,17	1,12	0,74	8
		6,4	4,45	3,48	5,83	2,13	1,15	1,20	0,74	10
44 x 44	44,45	3,2	2,71	2,14	5,41	1,64	1,40	1,22	0,89	8
(1 3/4" x 1 3/4")		4,8	4,00	3,15	7,50	2,30	1,37	1,30	0,89	10
		6,4	5,22	4,12	9,57	3,13	1,35	1,35	0,86	11
		7,9	6,45	5,04	11,2	3,77	1,32	1,40	0,86	13
51 x 51	50,80	4,8	4,58	3,63	11,7	3,13	1,58	1,45	1,02	10
(2" x 2")		6,4	6,06	4,74	14,6	4,10	1,55	1,50	0,99	11
		7,9	7,42	5,83	17,5	4,91	1,53	1,55	0,99	13
		9,5	8,76	6,99	20	5,73	1,50	1,63	0,99	14
64 x 64	63,50	4,8	5,80	4,57	23	4,91	1,98	1,75	1,24	11
(2 1/2" x 2 1/2")		6,4	7,67	6,10	29	6,40	1,96	1,83	1,24	13
		7,9	9,48	7,44	35	7,87	1,93	1,88	1,24	14
		9,5	11,16	8,78	41	9,35	1,91	1,93	1,22	16
76 x 76	76,20	4,8	7,0	5,5	40	7,2	2,39	2,08	1,50	13
(3" x 3")		6,4	9,3	7,3	50	9,5	2,36	2,13	1,50	14
		7,9	11,5	9,1	62	11,6	2,34	2,21	1,50	16
		9,5	13,6	10,7	75	13,6	2,31	2,26	1,47	18
		12,7	17,7	14,0	91	18,0	2,29	2,36	1,47	21
102 x 102	101,6	6,4	12,5	9,8	125	16,4	3,18	2,77	2,01	16
(4" x 4")		7,9	15,5	12,2	154	21	3,15	2,84	2,00	18
		9,5	18,5	14,6	183	25	3,12	2,90	2,00	19
		12,7	24,2	19,0	233	33	3,10	3,00	1,98	22
		15,9	29,7	23,4	279	39	3,05	3,12	1,96	25
127 x 127	127,0	9,5	23,3	18,3	362	39	3,94	3,53	2,51	22
(5" x 5")		12,7	30,6	24,1	470	52	3,91	3,63	2,49	25
		15,9	37,8	29,8	566	64	3,86	3,76	2,46	29
		19,0	44,8	35,1	653	74	3,81	3,86	2,46	32
152 x 152	152,4	9,5	28,1	22,2	641	57	4,78	4,17	3,02	22
(6" x 6")		12,7	37,1	29,2	828	75	4,72	4,27	3,00	25
		15,9	45,9	36,0	1007	94	4,67	4,39	2,97	29
		19,0	54,4	42,7	1173	110	4,65	4,52	2,97	32
		22,2	62,8	49,3	1327	125	4,60	4,62	2,97	35
203 x 203	203,2	12,7	50,0	39,3	2022	138	6,38	5,56	4,01	29
(8" x 8")		15,9	62,0	48,7	2471	169	6,32	5,66	4,01	32
		19,0	73,8	57,9	2899	200	6,27	5,79	3,99	35
		22,2	85,3	67,0	3311	230	6,22	5,89	3,96	38
		25,4	96,8	75,9	3702	259	6,20	6,02	3,96	41

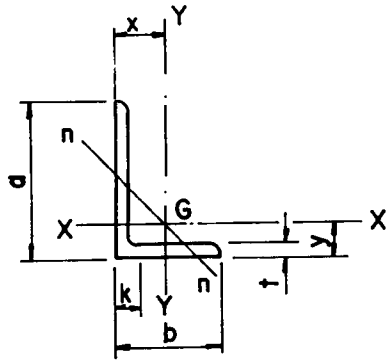


Tabela C-8

Cantoneiras de abas desiguais

Série americana

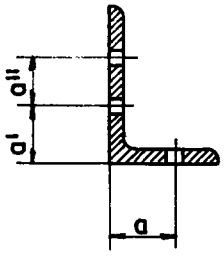
Designação nominal mm (pol.)	Aba a	Aba b	Espessura t	Área A	Massa M	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry	x	y	Eixo n r mín.	k
	mm	mm	mm	cm²	kg/m	cm⁴	cm⁴	cm³	cm³	cm	cm	cm	cm	cm	mm
89 x 64 (3 1/2" x 2 1/2")	88,9	63,5	6,4	9,3	7,3	75	32	12	6,7	2,84	1,88	1,55	2,82	1,37	18
			7,9	11,5	9,1	92	39	15	8,2	2,82	1,85	1,63	2,90	1,37	19
			9,5	13,6	10,7	108	46	18	9,7	2,79	1,83	1,68	2,95	1,37	21
102 x 76 (4" x 3")	101,6	76,2	7,9	13,5	10,7	141	71	20	12	3,23	2,26	1,93	3,20	1,65	19
			9,5	16,0	12,7	166	79	25	14	3,20	2,24	1,98	3,25	1,63	21
			12,7	21,0	16,5	208	100	31	18	3,18	2,18	2,11	3,38	1,63	24
102 x 89 (4" x 3 1/2")	101,6	88,9	6,4	11,7	9,1	121	87	16	13	3,23	2,72	2,31	2,95	1,85	18
			7,9	14,5	11,5	150	108	21	16	3,20	2,72	2,36	3,00	1,85	19
			9,5	17,2	13,5	175	125	25	20	3,18	2,69	2,44	3,07	1,85	21
			12,7	22,6	17,7	221	158	31	25	3,12	2,64	2,54	3,18	1,83	24
127 x 89 (5" x 3 1/2")	127,0	88,9	7,9	16,5	13,0	275	112	31	16	4,09	2,62	2,13	4,04	1,93	21
			9,5	19,7	15,5	325	133	38	20	4,06	2,59	2,18	4,09	1,93	22
			12,7	25,8	20,2	416	166	49	26	4,01	2,57	2,31	4,22	1,91	25
			15,9	31,7	25,0	499	200	60	31	3,96	2,51	2,41	4,32	1,91	28
			19,0	37,5	29,5	578	233	70	36	3,94	2,49	2,54	4,45	1,91	32
152 x 102 (6" x 4")	152,4	101,6	9,5	23,3	18,3	562	204	54	26	4,90	2,97	2,39	4,93	2,24	22
			12,7	30,6	24,1	724	262	71	34	4,85	2,92	2,51	5,05	2,21	25
			15,9	37,8	29,8	878	312	87	41	4,83	2,87	2,62	5,16	2,18	28
			19,0	44,8	35,1	1019	362	102	49	4,78	2,84	2,74	5,28	2,18	32
203 x 102 (8" x 4")	203,2	101,6	12,7	37,1	29,2	1602	279	123	36	6,58	2,74	2,18	7,26	2,18	25
			15,9	45,9	36,0	1951	337	151	43	6,50	2,72	2,31	7,39	2,18	28
			19,0	54,4	42,7	2284	391	179	51	6,48	2,67	2,41	7,49	2,16	32
			22,2	62,8	49,3	2596	437	205	58	6,43	2,64	2,54	7,62	2,16	35
			25,4	71,0	55,7	2895	483	231	64	6,40	2,62	2,67	7,75	2,16	38

Catálogo CSN

Tabela C-9

Gabaritos usuais para furação de cantoneiras de abas iguais e desiguais

Série americana

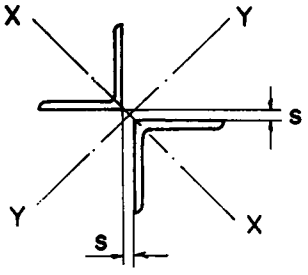


Gabarito \ Aba	203	178	152	127	102	89	76	64	51	44	38
a	114	102	90	76	64	50	44	35	28	25	22
a'	76	64	57	50							
a"	76	76	64	44							
Diâmetro máximo do parafuso	25	25	22	22	22	22	22	19	16	13	13

Tabela C-10

Par de cantoneiras iguais opostas pelo vértice

Série americana

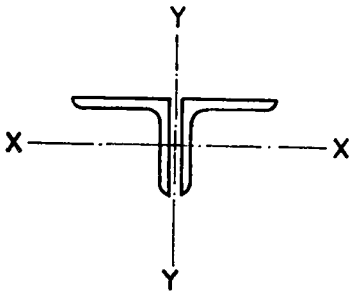


Abas	Espes. t	Massa M	Área A	Eixo X - X			Raio de giração em cm (Eixo Y - Y)					
				Ix	Wx	rx	Afastamento das cantoneiras S mm					
mm (pol.)	mm	kg/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	0	6,3	9,5	12,5	16	19
44 x 44 (1 3/4" x 1 3/4")	3,2	4,28	5,42	16,7	1,34	1,76	1,94	2,33	-	-	-	-
	4,8	6,30	8,00	23,6	2,30	1,72	2,04	2,43	2,70	-	-	-
	6,4	8,24	10,44	30	3,13	1,70	2,09	2,49	2,75	-	-	-
	7,9	10,08	12,90	35	3,77	1,66	2,16	2,55	2,83	-	-	-
51 x 51 (2" x 2")	4,8	7,26	9,13	36	3,13	1,99	2,29	2,68	2,94	-	-	-
	6,4	9,48	12,12	46	4,10	1,95	2,34	2,73	3,00	-	-	-
	7,9	11,66	14,84	55	4,91	1,93	2,41	2,80	3,06	-	-	-
	9,5	14,00	17,52	62	5,73	1,89	2,51	2,90	3,17	3,37	-	-
64 x 64 (2 1/2" x 2 1/2")	4,8	9,14	11,60	72	4,90	2,50	2,77	3,15	3,43	-	-	-
	6,4	12,20	15,34	92	6,40	2,46	2,97	3,36	3,52	-	-	-
	7,9	14,88	18,96	111	7,90	2,43	2,93	3,32	3,59	-	-	-
	9,5	17,66	22,32	129	9,30	2,41	2,99	3,38	3,65	3,85	-	-
76 x 76 (3" x 3")	4,8	11,04	14,06	127	7,20	3,01	3,30	3,68	3,94	-	-	-
	6,4	14,58	18,53	165	9,50	2,98	3,37	3,75	4,01	-	-	-
	7,9	18,18	22,98	199	11,6	2,95	3,47	3,86	4,12	-	-	-
	9,5	21,42	27,22	232	13,6	2,92	3,52	3,91	4,17	4,37	-	-
	12,7	28,00	35,48	290	18,0	2,86	3,65	4,04	4,30	4,50	4,70	-
102 x 102 (4" x 4")	6,4	19,62	25,02	400	16,4	4,00	4,40	4,78	5,04	-	-	-
	7,9	24,38	30,96	492	21,3	3,99	4,49	4,87	5,15	-	-	-
	9,5	29,20	36,80	578	24	3,96	4,56	4,95	5,21	5,40	-	-
	12,7	38,00	49,38	735	32	3,90	4,68	5,07	5,33	5,53	5,73	-
	15,9	46,80	59,46	876	39	3,84	4,83	5,22	5,48	5,68	5,88	6,65
127 x 127 (5" x 5")	9,5	36,60	46,88	1159	39	4,99	5,53	5,97	5,33	6,42	-	-
	12,7	48,20	61,28	1489	52	4,93	5,71	6,02	3,35	6,54	6,74	-
	15,9	59,60	75,60	1793	64	4,87	5,86	6,25	5,51	6,70	6,90	7,47
	19	70,20	89,52	2071	73	4,81	5,00	6,38	5,64	6,84	7,08	7,63
152 x 152 (6" x 6")	9,5	44,26	56,24	2044	57	6,03	6,83	7,01	7,33	7,46	7,65	7,59
	12,7	58,40	74,18	2643	75	5,97	6,75	7,13	7,38	7,58	7,77	-
	15,9	72,00	91,72	3203	93	5,91	6,88	7,27	7,53	7,72	7,82	8,14
	19	85,40	108,88	3713	109	5,84	7,05	7,44	7,70	7,82	8,09	8,25
	22,2	98,60	125,52	4207	124	5,79	7,18	7,57	7,83	8,02	8,22	8,47
203 x 203 (8" x 8")	12,7	78,60	129,95	4462	137	8,04	8,83	9,21	9,46	9,65	9,55	10,24
	15,9	97,40	133,95	7893	168	7,98	8,95	9,33	9,59	9,75	9,83	10,30
	19	115,80	147,58	9233	300	7,91	9,11	9,49	9,75	9,94	10,14	10,34
	22,2	134,00	176,60	10539	229	7,86	9,32	9,61	9,87	10,06	10,26	10,43
	25,4	151,80	193,50	11742	259	7,79	9,39	9,73	10,01	10,17	10,41	10,60

Tabela C-11

Par de cantoneiras de abas iguais

Série Americana



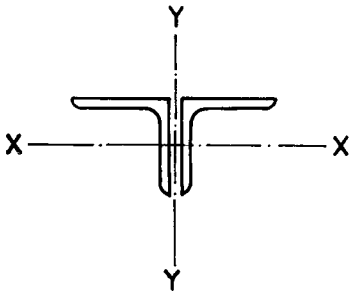
Abas	Espes. t	Massa M	Área A	Eixo X - X			Raio de giração em cm (Eixo Y - Y)				
				I_x	W_x	r_x	Afastamento das cantoneiras em mm				
mm (pol.)	mm	kg/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	0	5	6,3	8	9,5
25 x 25 (1" x 1")	3,2	2,38	3,03	1,78	0,99	0,76	1,07	1,24	1,31	1,37	-
	4,8	3,46	4,41	2,46	1,42	0,75	1,10	1,28	1,35	1,41	-
32 x 32 (1 1/4" x 1 1/4")	3,2	3,00	3,86	3,55	1,55	0,96	1,31	1,48	1,54	1,60	-
	4,8	4,40	5,54	5,01	2,26	0,94	1,34	1,52	1,58	1,65	-
38 x 38 (1 1/2" x 1 1/2")	3,2	3,64	4,64	6,32	2,29	1,16	1,56	1,73	1,79	1,85	-
	4,8	5,32	6,84	9,00	3,34	1,15	1,60	1,77	1,83	1,90	-
	6,4	7,00	8,90	11,38	4,32	1,13	1,63	1,81	1,87	1,93	-
44 x 44 (1 3/4" x 1 3/4")	3,2	4,28	5,42	10,08	3,10	1,35	1,80	1,96*	2,02*	2,08*	-
	4,8	6,30	8,00	14,53	4,56	1,34	1,84	2,01	2,07	2,13	-
	6,4	8,24	10,44	18,54	5,94	1,32	1,87	2,05	2,11	2,17	-
	7,9	10,08	12,90	22,16	7,24	1,31	1,91	2,08	2,15	2,21	-
51 x 51 (2" x 2")	3,2	4,98	6,34	15,33	4,10	1,55	2,06	2,22*	2,28*	2,34*	-
	4,8	7,26	9,16	22,2	6,06	1,54	2,10	2,26	2,32	2,38	-
	6,4	9,48	12,12	28,4	7,91	1,53	2,13	2,30	2,36	2,42	2,49
	7,9	11,66	14,84	34,1	9,67	1,51	2,16	2,34	2,40	2,46	2,52
	9,5	14,00	17,52	39,4	11,33	1,50	2,19	2,37	2,43	2,50	2,56

Obs.: Para aço A36, a relação largura/espessura da aba em projeção não deve exceder de 16 para d=0, nem 13 para d≠0. Nos casos assinalados com asteristico (*), a composição pode ser aceita desde que se considere uma redução na largura da aba em projeção, de modo a satisfazer a relação prescrita, e que a área reduzida atenda os esforços solicitantes

Tabela C-12

Par de cantoneiras de abas iguais

Série americana



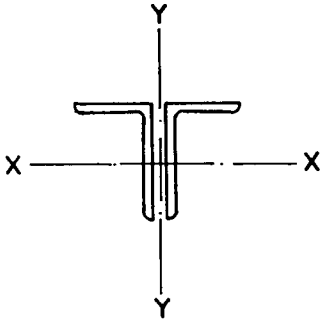
Abas	Espes. t	Massa M	Área A	Eixo X - X			Raio de giração em cm (Eixo Y - Y)					
				I_x	W_x	r_x	Afastamento das cantoneiras em mm					
mm (pol.)	mm	kg/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	0	6,3	9,5	12,5	16	19
203 x 203 (8" x 8")	25,4	151,8	193,6	7409	519	6,19	5,63	-	8,97	9,09	9,19	9,31
	22,2	134,0	170,6	6626	460	6,23	8,59	8,79	8,91	9,03	9,14	9,24
	19,0	115,8	147,6	5802	400	6,27	8,53	8,75	8,86	8,98	9,09	9,21
	15,9	127,3	124,0	4945	338	6,31	8,49	8,69	8,81	8,91	9,04	9,14
	12,7	78,6	100,0	4046	274	6,36	8,45	8,65	8,75	8,87	8,99	9,11
152 x 152 (6" x 6")	22,2	134,7	125,6	2656	251	4,60	6,52	6,75	6,86	6,98	7,11	7,23
	19,0	85,4	108,8	2348	220	4,64	6,47	6,70	6,81	6,93	7,06	7,16
	15,9	72,0	91,8	2015	186	4,69	6,43	6,65	6,76	6,88	6,98	7,11
	12,7	58,4	74,2	1657	152	4,73	6,37	6,58	6,71	6,81	6,93	7,03
	9,5	44,4	56,2	1282	116	4,77	6,32	6,53	6,65	6,76	6,88	7,00
127 x 127 (5" x 5")	19,0	70,2	89,6	1207	148	3,82	5,43	5,66	5,79	5,89	6,02	6,14
	15,9	59,6	75,6	1132	127	3,87	5,38	5,61	5,74	5,84	5,97	6,09
	12,7	48,2	61,2	941	104	3,92	5,33	5,86	5,66	5,79	5,89	6,02
	9,5	36,6	46,6	731	80	3,96	5,28	5,51	5,64	5,74	5,85	5,26
102 x 102 (4" x 4")	15,9	46,7	59,5	558	79	3,05	4,37	4,60	4,72	4,85	4,98	5,08
	12,7	38,1	48,4	466	65	3,10	4,32	4,52	4,65	4,78	4,90	5,03
	9,5	29,2	37,0	366	50	3,15	4,27	4,49	4,60	4,72	4,85	4,96
	7,9	24,4	31,0	308	42	3,15	4,26	4,47	4,57	4,70	4,83	4,93
	6,4	19,6	25,0	245	33	3,13	4,22	4,45	4,55	4,67	4,80	4,90
76 x 76 (3" x 3")	12,7	28,0	35,5	183	35	2,27	3,28	3,53	3,63	3,76	3,88	4,01
	9,5	21,4	27,2[v]	150	28	2,31	2,23	3,48	3,58	3,71	3,84	3,98
	7,9	18,2	23,0	125	23	2,33	3,20	3,43	3,56	3,66	3,79	3,91
	6,4	14,6	18,6	104	19	2,36	3,18	3,40	3,50	3,63	3,76	3,88
	4,8	11,04	14,6	83	15	2,38	5,15	3,37	3,48	3,61	3,74	3,87
64 x 64 (2½" x 2½")	9,5	17,6	22,3	81	18	1,91	2,72	2,94	3,07	3,20	3,32	3,46
	7,9	14,9	18,9	71	16	1,93	2,69	2,92	3,05	3,17	3,30	3,43
	6,4	12,2	15,3	58	15	1,95	2,67	2,90	3,02	3,15	3,28	3,40
	4,8	9,2	11,6	45	10	1,98	2,65	2,86	2,98	3,10	-	-

Tabela C-13

Par de cantoneiras de abas desiguais

Abas maiores adjacentes

Série americana



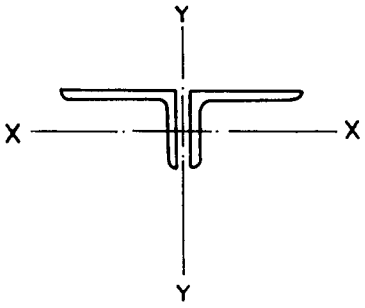
Abas	Espes. t	Massa M	Área A	Eixo X - X			Raio de giração em cm (Eixo Y - Y)					
				I_x	W_x	r_x	Afastamento das cantoneiras em mm					
mm (pol.)	mm	kg/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	0	6,3	9,5	12,5	16	19
203 x 102 (8" x 4")	25,4	111,4	142,0	5790	462	6,39	3,73	3,96	4,09	4,21	4,34	4,47
	22,2	98,6	125,6	5200	410	6,43	3,66	3,88	4,01	4,14	4,27	4,37
	19	85,4	108,0	4570	357	6,48	3,60	3,81	3,94	4,06	4,17	4,29
	16,9	72,0	91,8	3900	302	6,52	3,56	3,78	3,89	4,01	4,11	4,24
	12,7	58,4	74,2	3200	246	6,57	3,50	3,70	3,83	3,94	4,06	4,17
152 x 102 (6" x 4")	19	70,2	89,6	2040	206	4,77	3,94	4,17	4,30	4,41	4,55	4,67
	15,9	59,6	75,6	1956	175	4,82	3,88	4,11	4,22	4,34	4,47	4,57
	12,7	48,2	61,2	1448	143	4,86	3,85	4,06	4,19	4,29	4,41	4,51
	9,5	36,6	46,6	1124	109	4,91	3,80	4,01	4,11	4,24	4,34	4,47
127 x 89 (5" x 3½")	19	58,9	75,0	1157	140	3,93	3,55	3,78	3,91	4,04	4,17	4,29
	15,9	50,0	63,4	999	119	3,97	3,48	3,71	3,83	3,96	4,06	4,19
	12,7	40,4	51,6	832	98	4,02	3,45	3,66	3,78	3,91	4,01	4,14
	9,5	31,0	39,4	649	76	4,06	3,40	3,60	3,70	3,83	3,94	4,06
	7,9	26,0	33,0	550	63	4,08	3,38	3,58	3,68	3,81	3,91	4,04
102 x 89 (4" x 3½")	12,7	33,4	45,2	441	63	3,13	3,66	3,88	4,01	4,13	4,24	4,37
	9,5	27,0	34,4	350	49	3,19	3,63	3,85	3,96	4,09	4,20	4,32
	7,9	23,0	29,0	300	42	3,21	3,61	3,81	3,94	4,04	4,17	4,29
	6,4	18,2	23,4	241	33	3,22	3,58	3,78	3,91	4,01	4,14	4,24
102 x 76 (4" x 3")	12,7	33,0	42,0	416	61	3,15	3,06	3,28	3,38	3,50	3,63	3,76
	9,5	25,4	32,0	333	48	3,23	2,99	3,20	3,32	3,43	3,56	3,68
	7,9	21,4	27,0	283	40	3,24	2,97	3,18	3,30	3,42	3,53	3,66
	6,4	17,3	21,8	230	33	3,25	2,95	3,15	3,28	3,40	3,50	3,63
89 x 64 (3½" x 2½")	9,5	21,4	27,2	216	36	2,82	2,46	2,72	2,82	2,95	3,07	3,20
	7,9	18,2	23,0	183	31	2,83	2,44	2,67	2,80	2,92	3,05	3,15
	6,4	14,6	18,6	150	25	2,84	2,41	2,64	2,77	2,90	3,00	3,12

Tabela C-14

Par de cantoneiras de abas desiguais

Abas menores adjacentes

Série americana

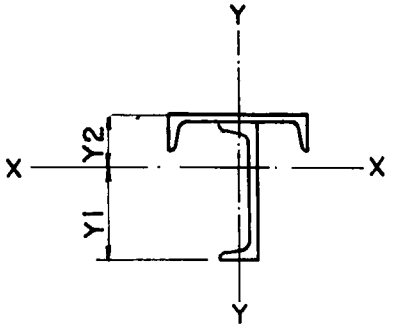


Abas	Espes. t	Massa M	Área A	Eixo X - X			Raio de giração em cm (Eixo Y - Y)					
				I_x	W_x	r_x	Afastamento das cantoneiras em mm					
mm (pol.)	mm	kg/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	0	6,3	9,5	12,5	16	19
203 x 102 (8" x 4")	25,4	111,4	142,0	966	128	2,61	10,03	10,29	10,41	10,54	10,67	10,80
	22,2	98,6	125,6	874	114	2,64	9,98	10,21	10,34	10,46	10,59	10,72
	19	85,4	108,0	783	100	2,68	9,91	10,13	10,26	10,39	10,52	10,54
	15,9	72,0	91,8	674	85	2,71	9,86	10,11	10,21	10,34	10,46	10,59
	12,7	58,4	74,2	558	70	2,74	9,80	10,03	10,16	10,29	10,39	10,52
152 x 102 (6" x 4")	19	70,2	89,6	724	97	2,84	7,11	7,37	7,49	7,59	7,72	7,85
	15,9	59,6	75,6	624	82	2,87	7,06	7,29	7,42	7,54	7,65	7,77
	12,7	48,2	61,2	524	68	2,92	7,01	7,24	7,37	7,49	7,59	7,72
	9,5	36,6	46,6	408	52	2,96	6,96	7,19	7,29	7,42	7,54	7,67
127 x 89 (5" x 3½")	19	58,9	75,0	466	73	2,49	5,94	6,17	6,30	6,43	6,55	6,68
	15,9	50,0	63,4	400	61	2,51	5,87	6,10	6,22	6,35	6,48	6,60
	12,7	40,4	51,6	333	51	2,54	5,82	6,05	6,17	6,30	6,43	6,55
	9,5	31,0	39,4	266	40	2,60	5,77	5,99	6,10	6,22	6,35	6,48
	7,9	26,0	33,0	225	33	2,61	5,74	5,97	6,05	6,17	6,30	6,43
102 x 89 (4" x 3½")	12,7	33,4	45,2	316	50	2,65	4,47	4,70	4,80	4,93	5,05	5,18
	9,5	27,0	34,4	250	39	2,69	4,42	4,65	4,78	4,88	5,00	5,13
	7,9	23,0	29,0	216	33	2,73	4,39	4,60	4,72	4,86	4,98	5,08
	6,4	18,2	23,4	175	27	2,74	4,37	4,57	4,70	4,83	4,93	5,05
102 x 76 (4" x 3")	12,7	33,0	42,0	200	36	2,18	4,62	4,88	4,98	5,11	5,23	5,36
	9,5	25,4	32,0	158	28	2,22	4,57	4,80	4,93	5,03	5,16	5,26
	7,9	21,4	27,0	142	25	2,29	4,55	4,78	4,90	5,00	5,13	5,26
	6,4	17,3	21,8	111	19	2,26	4,50	4,75	4,88	4,98	5,10	5,23
89 x 64 (3½" x 2½")	9,5	21,4	27,2	92	19	1,83	4,09	4,29	4,42	4,55	4,67	4,80
	7,9	18,2	23,0	78	16	1,85	4,06	4,27	4,39	4,50	4,62	4,78
	6,4	14,6	18,6	65	13	1,89	4,01	4,24	4,34	4,47	4,60	4,72

Tabela C-15

Duas vigas [

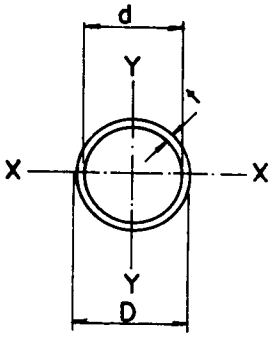
Série americana



[Vertical tamanho e peso	[Horizontal tamanho e peso	Área total	Massa M	Eixo X - X					Eixo Y - Y		
				I_x	$W_1 = \frac{Ix}{Y_1}$	$W_2 = \frac{Ix}{Y_2}$	r_x	Y_1	I_y	W	r_y
		cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm³	cm	cm	cm⁴	cm³	cm
76 x 6,10	102 x 8,04	17,88	14,14	187	28	38	3,25	6,63	166	33	3,07
102 x 8,04	102 x 8,04	20,20	16,08	366	44	62	4,29	8,20	171	34	2,92
152 x 12,20	152 x 12,20	31,0	24,4	1186	98	148	6,20	12,09	570	45	4,29
	203 x 17,10	37,3	29,3	1340	103	167	6,02	12,93	1373	134	6,10
	254 x 22,80	44,5	35,0	1498	110	182	5,82	13,64	2814	221	7,90
203 x 17,10	152 x 12,20	37,3	29,3	2560	172	249	8,31	14,94	595	79	4,01
	203 x 17,10	43,6	34,2	2863	179	284	8,13	15,98	1398	138	5,69
	254 x 22,80	50,8	39,9	3159	187	315	7,90	13,89	2838	223	7,49
	305 x 30,70	60,9	47,8	3488	195	351	7,59	17,83	5386	354	9,42
254 x 22,80	203 x 17,10	50,8	39,9	5319	284	431	10,26	18,80	1440	141	5,33
	254 x 22,80	58,0	45,6	5839	293	482	10,06	19,86	2880	226	7,06
	305 x 30,70	68,1	53,5	6422	306	541	9,73	21,00	5427	356	8,94
305 x 30,70	254 x 22,80	68,1	53,5	10134	452	692	12,24	22,43	2947	238	6,60
	305 x 30,70	78,2	61,4	11125	469	783	11,93	23,75	5494	361	8,41
Os centros de gravidade de ambas as vigas [estão na mesma linha vertical											

Tabela C-16

Tubos redondos



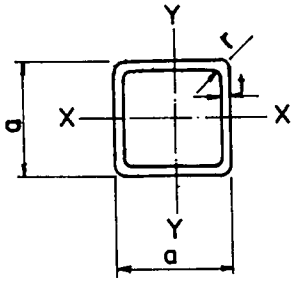
d (mm)	D (mm)	t (mm)	Massa M (kg/m)	Área A (cm^2)	Eixo x - x e y - y			It (cm^4)	Wt (cm^3)
					Ix = Iy (cm^4)	Wx = Wy (cm^3)	rx = ry (cm)		
9,7	12,7	1,5	0,41	0,53	0,084	0,133	0,40	0,168	0,265
14,55	19,05	2,25	0,93	1,19	0,426	0,448	0,60	0,853	0,895
20,10	25,4	2,65	1,49	1,89	1,2	0,978	0,81	2,4	1,9
25,75	31,75	3,0	2,13	2,71	2,8	1,9	1,02	5,6	3,5
32,10	38,1	3,0	2,60	3,31	5,1	2,70	1,24	10,2	5,4
38,45	44,45	3,0	3,07	3,91	8,4	3,8	1,47	16,8	7,6
44,8	50,8	3,0	3,54	4,50	12,9	5,1	1,69	25	10,1
41,3		4,75	5,39	6,87	18,4	7,2	1,64	36	14,5
57,5	63,5	3,0	4,48	5,70	26	8,2	2,14	52	16,5
54,0		4,75	6,88	8,77	38	120	2,08	76	24
66,7	76,2	4,75	8,37	10,66	68	17,9	2,53	136	36
63,6		6,3	10,86	13,83	85	22	2,48	170	42
79,4	88,9	4,75	9,86	12,56	111	25	2,98	223	50
76,3		6,3	12,89	16,35	140	31	2,93	280	63
92,1	101,6	4,75	11,345	14,45	170	33	3,43	339	67
89		6,3	14,81	18,86	215	42	3,38	430	85
117,5	127	4,75	14,321	18,24	341	54	4,32	682	107
114,4		6,3	18,75	23,89	436	69	4,27	872	137
111,0		8,0	23,48	29,91	532	84	4,22	1063	167
142,9	152,4	4,75	17,30	22,03	601	79	5,22	1202	157
139,8		6,3	22,70	28,92	773	101	5,17	1545	203
136,4		8,0	28,49	36,29	949	124	5,11	1897	249

Tabela C-17

Tubos quadrados

Valores de r usados para cálculo das propriedades

$$\begin{cases} a \leq 100 \text{ mm} : r = 1{,}0\,t \\ 100 \text{ mm} < a \leq 140 \text{ mm} : r = 1{,}4\,t \\ a > 140 \text{ mm} : r = 2{,}0\,t \end{cases}$$

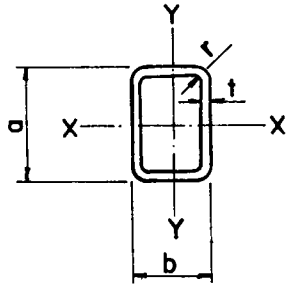


a (mm)	t (mm)	r (Aprox.) (mm)	Massa M (kg/m)	Área A (cm²)	Eixo x - x e Eixo y - y			It (cm⁴)	Wt (cm³)
					Ix = Iy (cm⁴)	Wx = Wy (cm³)	rx = ry (cm)		
40	3,2	3,20	3,63	4,62	10,4	5,2	1,50	16	8,6
50	3,2	3,20	4,63	5,90	21,4	8,5	1,91	33	14,0
60	4,0	4,00	6,92	8,82	45	15,3	2,28	71	25
80	4,0	4,00	9,44	12,02	115	28	3,10	177	46
	5,3	5,30	12,24	15,59	144	36	3,04	224	59
100	4,25	4,25	12,65	16,20	245	49	3,90	376	78
	5,3	5,30	15,57	19,83	295	59	3,86	455	95
120	5,0	7,00	17,75	22,61	494	82	4,68	771	132
	8,0	11,20	27,36	34,85	719	119	4,54	1147	200
152	6,3	12,60	28,02	35,69	1244	163	5,90	1990	266
	8,0	16,00	34,88	44,43	1505	198	5,82	2448	329
	10,0	20,00	42,56	54,22	1776	233	5,72	2942	399
193	7,1	14,20	40,42	51,50	2927	303	7,54	4650	489
	8,8	17,60	49,33	62,84	3495	362	7,46	5624	594
216	7,1	14,20	45,55	58,03	4172	386	8,48	6588	618
	8,8	17,.60	55,68	70,94	5002	463	8,40	7992	752

Catálogo Mannesmann

Tabela C-18

Tubos retangulares



Valores de r usados para cálculo das propriedades

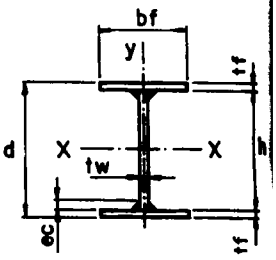
$$\begin{cases} a \leq 100 \text{ mm} : r = 1{,}0\,t \\ 100 \text{ mm} < a \leq 140 \text{ mm} : r = 1{,}4\,t \end{cases}$$

a (mm)	b (mm)	t (mm)	r (Aprox.) (mm)	Massa M (Kg/m)	Área A (cm^2)	Eixo x - x			Eixo y - y			It (cm^4)	Wt (cm^3)
						Ix (cm^4)	Wx (cm^3)	rx (cm)	Iy (cm^4)	Wy (cm^3)	ry (cm)		
50	30	3,0	3,00	3,42	4,36	13,7	5,5	1,77	6,0	4,0	1,17	13,2	7,6
60	40	3,0	3,00	4,37	5,56	26,7	8,9	2,19	14,0	7,0	1,59	28,7	12,6
		4,75	4,75	6,60	8,40	37	12,5	2,12	19,3	9,6	1,52	40,5	15,4
80	40	3,0	3,00	5,31	6,76	54	13,6	2,84	18,1	9,0	1,64	43	17
		4,75	4,75	8,09	10,30	78	19,6	2,76	25	12,6	1,57	61	25
100	50	3,0	3,00	6,72	8,56	110	27	3,59	37	14,7	2,09	87	27
		4,75	4,75	10,32	13,15	161	32	3,51	52	21,1	2,01	127	40
120	60	3,75	5,25	9,98	12,72	233	38	4,28	78	26,1	2,48	188	48
		5,3	7,42	13,75	17,52	310	51	4,21	102	34	2,42	250	66
120	80	3,75	5,25	11,16	14,22	284	47	4,47	151	37	3,26	310	66
		5,3	7,42	15,42	19,64	379	63	4,40	200	50	3,20	418	90

Catálogo Mannesmann

Tabela C-19 - Perfis Soldados

Série CS 200 - 400



PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y								
CS 200 - 400	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	rT cm	IT cm4	h/tw	bf/2tf	ec mm	S m2/m
200X 34	34.2	43.6	200	6.3	184	8.0	200	3278	328	8.67	1067	107	4.95	5.45	8	29	12.5	5	1.19
200X 39	38.8	49.4	200	6.3	181	9.5	200	3762	376	8.73	1267	127	5.06	5.51	13	29	10.5	5	1.19
200X 41	41.2	52.5	200	8.0	181	9.5	200	3846	385	8.56	1267	127	4.91	5.44	15	23	10.5	5	1.18
200X 50	50.2	64.0	200	8.0	175	12.5	200	4758	476	8.62	1667	167	5.10	5.52	29	22	8.0	5	1.18
225X 39	38.6	49.2	225	6.3	209	8.0	225	4719	419	9.80	1519	135	5.56	6.13	9	33	14.1	5	1.34
225X 44	43.7	55.7	225	6.3	206	9.5	225	5425	482	9.87	1804	160	5.69	6.19	15	33	11.8	5	1.34
225X 46	46.5	59.2	225	8.0	206	9.5	225	5549	493	9.68	1804	160	5.52	6.12	17	26	11.8	5	1.33
225X 57	56.7	72.3	225	8.0	200	12.5	225	6891	613	9.77	2374	211	5.73	6.21	33	25	9.0	5	1.33
250X 52	51.8	66	250	8	231	9.5	250	7694	616	10.8	2475	198	6.12	6.79	18	28	13.2	5	1.48
250X 63	63.2	80.5	250	8	225	12.5	250	9581	766	10.91	3256	260	6.36	6.89	37	28	10	5	1.48
250X 66	65.9	83.9	250	9.5	225	12.5	250	9723	778	10.77	3257	261	6.23	6.84	39	23	10	5	1.48
250X 76	76.5	97.4	250	8	218	16	250	11659	933	10.94	4168	333	6.54	6.97	72	27	7.8	6	1.48
250X 79	79	100.7	250	9.5	218	16	250	11788	943	10.82	4168	333	6.43	6.93	75	22	7.8	6	1.48
250X 84	84.2	107.3	250	12.5	218	16	250	12047	964	10.6	4170	334	6.23	6.84	84	17	7.8	6	1.48
250X 90	90.4	115.1	250	9.5	212	19	250	13456	1076	10.81	4949	396	6.56	6.98	121	22	6.6	6	1.48
250X 95	95.4	121.5	250	12.5	212	19	250	13694	1096	10.62	4951	396	6.38	6.91	129	16	6.6	6	1.48
250X 108	108	137.6	250	12.5	205	22.4	250	15501	1240	10.61	5837	467	6.51	6.96	202	16	5.6	8	1.48
300X 62	62.4	79.5	300	8	281	9.5	300	13509	901	13.04	4276	285	7.33	8.14	22	35	15.8	5	1.78
300X 76	76.1	97	300	8	275	12.5	300	16894	1126	13.2	5626	375	7.62	8.27	44	34	12	5	1.78
300X 95	95.4	121.5	300	9.5	268	16	300	20902	1393	13.12	7202	480	7.7	8.3	90	28	9.4	6	1.78
300X 102	101.7	129.5	300	12.5	268	16	300	21383	1426	12.85	7204	480	7.46	8.2	100	21	9.4	6	1.78
300X 109	109	138.9	300	9.5	262	19	300	23962	1597	13.13	8552	570	7.85	8.36	145	27	7.9	6	1.78
300X 115	115.2	146.8	300	12.5	262	19	300	24412	1627	12.9	8554	570	7.63	8.28	155	20	7.9	6	1.78
300X 122	122.4	155.9	300	16	262	19	300	24936	1662	12.65	8559	571	7.41	8.18	176	16	7.9	6	1.77
300X 131	130.5	166.3	300	12.5	255	22.4	300	27774	1852	12.92	10094	672	7.79	8.34	243	20	6.7	8	1.78
300X 138	137.5	175.2	300	16	255	22.4	300	28257	1884	12.7	10089	673	7.59	8.26	263	15	6.7	8	1.77
300X 149	149.2	190	300	16	250	25	300	30521	2035	12.67	11259	751	7.7	8.3	350	15	6	8	1.77
350X 93	92.9	118.4	350	9.5	325	12.5	350	27646	1580	15.28	8935	511	8.69	9.56	55	34	14	5	2.08
350X 112	111.6	142.2	350	9.5	318	16	350	33805	1932	15.42	11436	653	8.97	9.68	105	33	10.9	6	2.08
350X 119	119.2	151.8	350	12.5	318	16	350	34609	1978	15.1	11439	654	8.68	9.56	117	25	10.9	6	2.08
350X 128	127.6	162.6	350	9.5	312	19	350	38873	2221	15.46	13579	776	9.14	9.75	170	32	9.2	6	2.08
350X 135	135	172	350	12.5	312	19	350	39633	2265	15.18	13582	776	8.89	9.65	182	24	9.2	6	2.08
350X 144	143.6	182.9	350	16	312	19	350	40519	2315	14.88	13588	776	8.62	9.53	205	19	9.2	6	2.07
350X 153	153	194.9	350	12.5	305	22.4	350	45254	2586	15.24	16012	915	9.06	9.72	284	24	7.8	8	2.08
350X 161	161.4	205.6	350	16	305	22.4	350	46082	2633	14.97	16017	915	8.83	9.62	307	19	7.8	8	2.07
350X 175	175.1	223	350	16	300	25	350	49902	2852	14.96	17875	1021	8.95	9.67	409	18	7	8	2.07
350X 182	182.1	232	350	19	300	25	350	50577	2890	14.76	17882	1022	8.78	9.6	439	15	7	8	2.06
350X 216	215.9	275	350	19	287	31.5	350	59845	3420	14.75	22526	1287	9.05	9.71	802	15	5.6	8	2.06
400X 106	106.4	135.6	400	9.5	375	12.5	400	41727	2086	17.54	13336	667	9.92	10.92	68	39	16	5	2.38
400X 128	128	163	400	9.5	368	16	400	51159	2558	17.72	17069	853	10.23	11.06	120	38	12.5	6	2.38
400X 137	136.6	174	400	12.5	368	16	400	52404	2620	17.35	17073	854	9.91	10.91	134	29	12.5	6	2.38
400X 146	146.3	186.4	400	9.5	362	19	400	58962	2948	17.79	20269	1013	10.43	11.14	194	38	10.5	6	2.38
400X 155	154.9	197.3	400	12.5	362	19	400	60148	3007	17.46	20273	1014	10.14	11.02	208	28	10.5	6	2.38
400X 165	164.8	209.9	400	16	362	19	400	61532	3077	17.12	20279	1014	9.83	10.88	235	22	10.5	6	2.37
400X 176	175.5	223.6	400	12.5	355	22.4	400	68864	3443	17.55	23899	1195	10.34	11.1	324	28	8.9	8	2.38
400X 185	185.3	236	400	16	355	22.4	400	70169	3508	17.24	23905	1195	10.06	10.98	351	22	8.9	8	2.37
400X 201	201	256	400	16	350	25	400	76133	3807	17.25	26679	1334	10.21	11.05	468	21	8	8	2.37
400X 209	209.2	266.5	400	19	350	25	400	77205	3860	17.02	26687	1334	10.01	10.96	502	18	8	8	2.36
400X 248	248.1	316	400	19	337	31.5	400	91817	4591	17.05	33619	1681	10.31	11.09	918	17	6.3	8	2.36

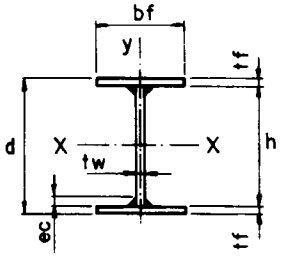


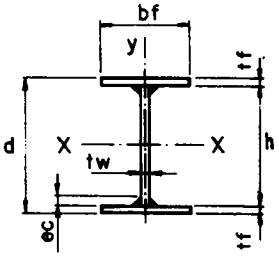
Tabela C-19 - Cont.

Série CS 450 - 550

PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y			rT	IT	h/tw	bf/2tf	ec	S
C S 450 - 550	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	cm	cm4			mm	m2/m
450X 154	154.1	196.3	450	12.5	418	16	450	75447	3353	19.6	24307	1080	11.13	12.27	151	33	14.1	6	2.68
450X 175	174.7	222.5	450	12.5	412	19	450	86749	3856	19.75	28863	1283	11.39	12.39	234	32	11.8	6	2.68
450X 186	186	236.9	450	16	412	19	450	88789	3946	19.36	28870	1283	11.04	12.23	265	25	11.8	6	2.67
450X 198	198	252.2	450	12.5	405	22.4	450	99526	4423	19.87	34027	1512	11.62	12.48	365	32	10	8	2.68
450X 209	209.1	266.4	450	16	405	22.4	450	101463	4509	19.52	34034	1513	11.3	12.35	396	25	10	8	2.67
450X 227	226.9	289	450	16	400	25	450	110252	4900	19.53	37982	1688	11.46	12.42	527	25	9	8	2.67
450X 236	236.3	301	450	19	400	25	450	111852	4971	19.28	37992	1689	11.23	12.32	566	21	9	8	2.66
450X 280	280.2	357	450	19	387	31.5	450	133544	5935	19.34	47863	2127	11.58	12.47	1033	20	7.1	8	2.66
450X 291	290.6	370.2	450	22.4	387	31.5	450	135186	6008	19.11	47877	2128	11.37	12.38	1094	17	7.1	8	2.66
450X 321	320.9	408.8	450	19	375	37.5	450	152314	6770	19.3	56975	2532	11.81	12.56	1676	19	6	8	2.66
450X 331	330.9	421.5	450	22.4	375	37.5	450	153809	6836	19.1	56988	2533	11.63	12.49	1737	16	6	8	2.66
500X 172	171.5	218.5	500	12.5	468	16	500	104414	4177	21.86	33341	1334	12.35	13.63	168	37	15.6	6	2.98
500X 195	194.5	247.8	500	12.5	462	19	500	120226	4809	22.03	39591	15.04	12.14	13.76	260	36	13.2	6	2.98
500X 207	207.2	263.9	500	16	462	19	500	123102	4924	21.6	39599	1584	12.25	13.58	294	28	13.2	6	2.97
500X 221	220.5	280.9	500	12.5	455	22.4	500	138161	5526	22.18	46674	1867	12.89	13.86	406	36	11.2	8	2.98
500X 233	233	296.8	500	16	455	22.4	500	140908	5636	21.79	46682	1867	12.54	13.71	440	28	11.2	8	2.97
500X 253	252.8	322	500	16	450	25	500	153296	6132	21.82	52099	2084	12.72	13.79	586	28	10	8	2.97
500X 263	263.4	335.5	500	19	450	25	500	155574	6223	21.53	52109	2084	12.46	13.68	629	23	10	8	2.96
500X 312	312.4	398	500	19	437	31.5	500	186324	7453	21.64	65650	2626	12.84	13.84	1149	23	7.9	8	2.96
500X 324	324.1	412.9	500	22.4	437	31.5	500	188689	7548	21.38	65666	2627	12.61	13.74	1217	19	7.9	8	2.96
500X 333	333.1	424.3	500	25	437	31.5	500	190497	7620	21.19	65682	2627	12.44	13.67	1286	17	7.9	10	2.95
500X 369	369.1	470.2	500	22.4	425	37.5	500	215306	8612	21.4	78165	3127	12.89	13.86	1931	18	6.7	8	2.96
500X 378	377.8	481.3	500	25	425	37.5	500	216969	8679	21.23	78180	3127	12.75	13.8	1999	17	6.7	10	2.95
550X 228	228.4	290.9	550	16	512	19	550	165283	6010	23.84	52703	1916	13.46	14.93	324	32	14.5	6	3.27
550X 257	256.9	327.2	550	16	505	22.4	550	189447	6889	24.06	62131	2259	13.78	15.08	484	31	12.3	8	3.27
550X 279	278.7	355	550	16	500	25	550	206302	7502	24.11	69340	2521	13.98	15.16	645	31	11	8	3.27
550X 290	290.5	370	550	19	500	25	550	209427	7616	23.79	69351	2522	13.69	15.04	693	26	11	8	3.26
550X 345	344.6	439	550	19	487	31.5	550	251459	9144	23.93	87375	3177	14.11	15.22	1265	25	8.7	8	3.26
550X 358	357.6	455.6	550	22.4	487	31.5	550	254731	9263	23.65	87392	3178	13.85	15.11	1340	21	8.7	13	3.26
550X 368	367.6	468.3	550	25	487	31.5	550	257234	9354	23.44	87410	3179	13.66	15.03	1416	19	8.7	10	3.25
550X 395	394.7	502.8	550	19	475	37.5	550	288317	10484	23.95	104012	3782	14.38	15.33	2051	25	7.3	8	3.26
550X 407	407.3	518.9	550	22.4	475	37.5	550	291353	10595	23.7	104029	3783	14.16	15.24	2126	21	7.3	8	3.26
550X 417	417.1	531.3	550	25	475	37.5	550	293675	10679	23.51	104046	3783	13.99	15.17	2201	19	7.3	10	3.25
550X 441	441.2	562.1	550	31.5	475	37.5	550	299480	10890	23.08	104108	3786	13.61	15.01	2468	15	7.3	11	3.24
550X 502	502.3	639.9	550	31.5	460	45	550	341979	12436	23.12	124901	4542	13.97	15.16	3867	14	6.1	11	3.24

Tabela C-19 - Cont.

Série CS 600 - 650



PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y			rT	IT	h/tw	bf/2tf	ec	S
C S 600 - 650	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	cm	cm4			mm	m2/m
600 X 250	249.6	317.9	600	16	562	19	600	216146	7205	26.08	68419	2281	14.67	16.29	354	35	15.8	6	3.57
600 X 281	280.7	357.6	600	16	555	22.4	600	248024	8267	26.34	80659	2689	15.02	16.44	528	34	13.4	8	3.57
600 X 305	304.6	388.0	600	16	550	25	600	270308	9010	26.39	90019	3001	15.23	16.53	704	34	12	8	3.57
600 X 318	317.5	404.5	600	19	550	25	600	274468	9149	26.05	90031	3001	14.92	16.40	756	28	12	8	3.56
600 X 377	376.8	480.0	600	19	537	31.5	600	330248	11008	26.23	113431	3781	15.37	16.59	1380	28	9.5	8	3.56
600 X 391	391.2	498.3	600	22.4	537	31.5	600	334635	11155	25.91	113450	3782	15.09	16.47	1463	23	9.5	8	3.56
600 X 402	402.2	512.3	600	25	537	31.5	600	337990	11266	25.69	113470	3782	14.88	16.38	1546	21	9.5	10	3.55
600 X 432	431.6	549.8	600	19	525	37.5	600	379396	12647	26.27	135030	4501	15.67	16.72	2238	27	8	8	3.56
600 X 446	445.6	567.6	600	22.4	525	37.5	600	383496	12783	25.99	135049	4502	15.42	16.62	2320	23	8	8	3.56
600 X 456	456.3	581.3	600	25	525	37.5	600	386631	12888	25.79	135068	4502	15.24	16.54	2402	21	8	10	3.55
600 X 483	483.1	615.4	600	31.5	525	37.5	600	394469	13149	25.32	135137	4505	14.82	16.36	2695	16	8	11	3.54
600 X 550	550.0	700.7	600	31.5	510	45	600	451566	15052	25.39	162133	5404	15.21	16.53	4223	16	6.7	11	3.54
650 X 305	304.6	388.0	650	16	605	22.4	650	317584	9772	28.61	102547	3155	16.26	17.81	573	37	14.5	8	3.87
650 X 330	330.5	421.0	650	16	600	25	650	346352	10657	28.68	114448	3521	16.49	17.90	762	37	13	8	3.87
650 X 345	344.6	439.0	650	19	600	25	650	351752	10823	28.31	114461	3522	16.15	17.76	820	31	13	8	3.86
650 X 395	395.2	503.4	650	16	587	31.5	650	418935	12890	28.85	144198	4437	16.92	18.09	1439	36	10.3	8	3.87
650 X 409	409.0	521.0	650	19	587	31.5	650	423991	13046	28.53	144212	4437	16.64	17.97	1496	30	10.3	8	3.86
650 X 425	424.7	541.0	650	22.4	587	31.5	650	429722	13222	28.18	144233	4438	16.33	17.84	1586	26	10.3	8	3.86
650 X 437	436.7	556.3	650	25	587	31.5	650	434104	13357	27.93	144255	4439	16.10	17.74	1677	23	10.3	10	3.85
650 X 468	468.5	596.8	650	19	575	37.5	650	487894	15012	28.59	171673	5282	16.96	18.10	2425	30	8.7	8	3.86
650 X 484	483.8	616.3	650	22.4	575	37.5	650	493280	15178	28.29	171694	5283	16.69	17.99	2515	25	8.7	8	3.86
650 X 496	495.6	631.3	650	25	575	37.5	650	497399	15305	28.07	171715	5284	16.49	17.91	2604	23	8.7	10	3.85
650 X 525	524.9	668.6	650	31.5	575	37.5	650	507697	15621	27.56	171790	5286	16.03	17.71	2923	18	8.7	11	3.84
650 X 598	597.7	761.4	650	31.5	560	45	650	582398	17920	27.66	206115	6342	16.45	17.89	4579	17	7.2	11	3.54

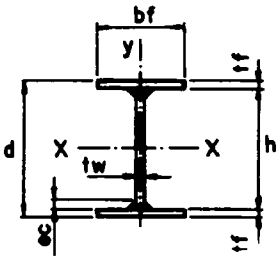


Tabela C-20 - Perfis Soldados

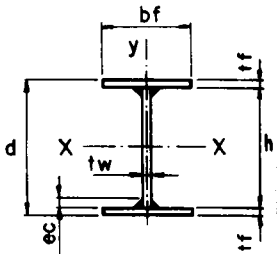
Série CVS 200 - 450

PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y			rT	IT	h/tw	bf/2tf	ec	S
CVS 200 - 450	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	cm	cm4			mm	m2/m
200 X 25	25.4	32.4	200	6.3	184	8.0	130	2245	225	8.33	293	45	3.01	3.45	6	29	8.1	5	0.91
200 X 28	28.3	36.1	200	6.3	181	9.5	130	2554	225	8.41	348	54	3.11	3.50	9	29	6.8	5	0.91
200 X 34	34.2	43.5	200	6.3	175	12.5	130	3142	314	8.50	458	70	3.24	3.56	18	28	5.2	5	0.91
200 X 37	36.5	46.5	200	8.0	175	12.5	130	3218	322	8.32	458	71	3.14	3.51	20	22	5.2	5	0.90
225 X 29	29.2	37.2	225	6.3	209	8.0	150	3306	294	9.43	450	60	3.48	3.98	7	33	9.4	5	1.04
225 X 33	32.6	41.5	225	6.3	206	9.5	150	3770	335	9.53	535	71	3.59	4.04	10	33	7.9	5	1.04
225 X 39	39.3	50.1	225	6.3	200	12.5	150	4658	414	9.64	704	94	3.75	4.11	21	32	6.0	5	1.04
225 X 42	42.0	53.5	225	8.0	200	12.5	150	4772	424	9.44	704	94	3.63	4.05	23	25	6.0	5	1.03
* 250 X 33	32.9	41.9	250	6.3	234	8	170	4656	372	10.54	656	77	3.96	4.52	8	37	10.6	5	1.17
* 250 X 40	39.9	50.8	250	8	231	9.5	170	5495	440	10.4	779	92	3.92	4.5	14	28	8.9	5	1.16
* 250 X 47	47.5	60.5	250	8	225	12.5	170	6758	541	10.57	1025	121	4.12	4.6	26	28	6.8	5	1.16
* 250 X 56	56.4	71.8	250	8	218	16	170	8149	652	10.65	1311	154	4.27	4.67	50	27	5.3	6	1.16
* 250 X 64	64.1	81.6	250	8	212	19	170	9272	742	10.66	1577	183	4.37	4.71	82	26	4.5	6	1.16
300 X 47	47.5	60.5	300	8	281	9.5	200	9499	633	12.53	1268	127	4.58	5.28	16	35	10.5	5	1.38
300 X 57	56.5	72	300	8	275	12.5	200	11725	782	12.76	1668	167	4.81	5.39	31	34	8	5	1.38
300 X 67	67	85.4	300	8	268	16	200	14202	947	12.9	2134	213	5	5.48	59	33	6.3	6	1.38
300 X 70	70.3	89.5	300	9.5	268	16	200	14442	963	12.7	2135	214	4.88	5.43	63	28	6.3	6	1.38
300 X 79	79.2	100.9	300	9.5	262	19	200	16449	1097	12.77	2535	254	5.01	5.48	99	27	5.3	6	1.38
300 X 85	85.4	108.8	300	12.5	262	19	200	16899	1127	12.46	2538	254	4.83	5.4	110	20	5.3	6	1.38
300 X 95	95.4	121.5	300	12.5	255	22.4	200	19092	1273	12.54	2991	299	4.96	5.46	168	20	4.5	8	1.38
300 X 55	55	70	300	8	281	9.5	250	11504	767	12.82	2475	198	5.95	6.71	19	35	13.2	5	1.58
300 X 66	66.3	84.5	300	8	275	12.5	250	14310	954	13.01	3256	260	6.21	6.83	37	34	10	5	1.58
300 X 80	79.6	101.4	300	8	268	16	250	17432	1162	13.11	4168	333	6.41	6.92	73	33	7.8	6	1.58
300 X 83	82.8	105.5	300	9.5	268	16	250	17672	1178	12.94	4169	334	6.29	6.86	76	28	7.8	6	1.58
300 X 94	94.1	119.9	300	9.5	262	19	250	20206	1347	12.98	4950	396	6.43	6.92	122	27	6.6	6	1.58
300 X 100	100.3	127.8	300	12.5	262	19	250	20655	1377	12.71	4952	396	6.22	6.84	133	20	6.6	6	1.58
300 X 113	113	143.9	300	12.5	255	22.4	250	23433	1562	12.76	5837	467	6.37	6.9	205	20	5.6	8	1.58
350 X 73	73.3	93.4	350	9.5	325	12.5	250	20524	1173	14.82	3258	261	5.91	6.69	42	34	10	5	1.68
350 X 87	86.5	110.2	350	9.5	318	16	250	24874	1421	15.02	4169	334	6.15	6.8	78	33	7.8	6	1.68
350 X 98	97.8	124.6	350	9.5	312	19	250	28454	1626	15.11	4950	396	6.3	6.87	124	32	6.6	6	1.68
350 X 105	105.2	134	350	12.5	312	19	250	29213	1669	14.77	4953	396	6.08	6.77	136	24	6.6	6	1.68
350 X 118	117.8	150.1	350	12.5	305	22.4	250	33169	1895	14.87	5838	467	6.24	6.84	209	24	5.6	8	1.68
350 X 128	127.6	162.5	350	12.5	300	25	250	35885	2051	14.86	6515	521	6.33	6.88	282	24	5	8	1.68
350 X 136	135.8	173	350	16	300	25	250	36673	2096	14.56	6521	522	6.14	6.8	305	18	5	8	1.67
400 X 87	86.8	110.6	400	9.5	375	12.5	300	32339	1617	17.1	5628	375	7.13	8.05	50	39	12	5	1.98
400 X 103	102.8	131	400	9.5	368	16	300	39355	1968	17.33	7203	480	7.42	8.18	93	38	9.4	6	1.98
400 X 116	116.5	148.4	400	9.5	362	19	300	45161	2258	17.44	8553	570	7.59	8.26	148	38	7.9	6	1.98
400 X 125	125.1	159.3	400	12.5	362	19	300	46347	2317	17.06	8556	570	7.33	8.14	162	28	7.9	6	1.98
400 X 140	140.4	178.8	400	12.5	355	22.4	300	52813	2641	17.19	10086	672	7.51	8.22	249	28	6.7	8	1.98
400 X 152	152.1	193.8	400	12.5	350	25	300	57279	2864	17.19	11256	750	7.62	8.27	337	28	6	8	1.98
400 X 162	161.7	206	400	16	350	25	300	58529	2926	16.86	11262	751	7.39	8.17	364	21	6	8	1.97
450 X 116	116.4	148.3	450	12.5	418	16	300	52834	2348	18.87	7207	480	6.97	7.97	110	33	9.4	6	2.08
450 X 130	129.9	165.5	450	12.5	412	19	300	60261	2678	19.08	8557	570	7.19	8.08	165	32	7.9	6	2.08
450 X 141	141.2	179.9	450	16	412	19	300	62301	2769	18.61	8564	571	6.9	7.94	196	25	7.9	6	2.07
450 X 156	156.4	199.2	450	16	405	22.4	300	70595	3138	18.83	10094	673	7.12	8.04	283	25	6.7	8	2.07
450 X 168	168	214	450	16	400	25	300	76346	3393	18.89	11264	751	7.26	8.11	371	25	6	8	2.07
450 X 177	177.4	226	450	19	400	25	300	77946	3464	18.57	11273	752	7.06	8.02	410	21	6	8	2.06
450 X 188	188.1	239.6	450	22.4	400	25	300	79759	3545	18.25	11287	752	6.86	7.92	472	17	6	8	2.06
450 X 206	206.1	262.5	450	19	387	31.5	300	92088	4093	18.73	14197	946	7.35	8.15	721	20	4.8	8	2.06
450 X 216	216.4	275.7	450	22.4	387	31.5	300	93730	4166	18.44	14211	947	7.18	8.08	782	17	4.8	8	2.06

(*) Perfis que não constam na norma NBR-5884/80, adicionados por exigências de projetos e como substitutos de perfis laminados

Tabela C-20 - Cont.

Série CVS 500 - 650



PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y			rT	IT	h/tw	bf/2tf	ec	S
CVS 500 - 650	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	cm	cm4			mm	m2/m
500 X 134	133.8	170.5	500	12.5	468	16	350	76293	3052	21.15	11441	654	8.19	9.33	127	37	10.9	6	2.38
500 X 150	149.8	190.8	500	12.5	462	19	350	87240	3490	21.38	13585	776	8.44	9.45	191	36	9.2	6	2.38
500 X 162	162.4	206.9	500	16	462	19	350	90116	3605	20.87	13593	777	8.11	9.29	226	28	9.2	6	2.37
500 X 180	180.2	229.6	500	16	455	22.4	350	102403	4096	21.12	16022	916	8.35	9.41	327	28	7.8	8	2.37
500 X 194	193.9	247	500	16	450	25	350	110952	4438	21.19	17880	1022	8.51	9.48	429	28	7	8	2.37
500 X 204	204.5	260.5	500	19	450	25	350	113230	4529	20.85	17890	1022	8.29	9.38	473	23	7	8	2.36
500 X 217	216.5	275.8	500	22.4	450	25	350	115812	4632	20.49	17907	1023	8.06	9.27	543	20	7	8	2.36
500 X 238	238.2	303.5	500	19	437	31.5	350	134391	5376	21.04	22534	1288	8.62	9.53	836	23	5.6	8	2.36
500 X 250	249.9	318.4	500	22.4	437	31.5	350	136755	5470	20.72	22550	1289	8.42	9.44	905	19	5.6	8	2.36
500 X 259	258.9	329.8	500	25	437	31.5	350	138564	5543	20.5	22566	1289	8.27	9.37	973	17	5.6	10	2.35
500 X 281	280.8	357.7	500	22.4	425	37.5	350	155013	6201	20.82	26837	1534	8.66	9.55	1404	18	4.7	8	2.36
500 X 319	319.3	406.8	500	22.4	410	45	350	176429	7057	20.83	32195	1840	8.9	9.65	2297	18	3.9	10	2.36
550 X 184	183.6	233.9	550	16	512	19	400	125087	4549	23.13	20284	1014	9.31	10.64	255	32	10.5	6	2.67
550 X 204	204.1	260	550	16	505	22.4	400	142463	5180	23.41	23911	1196	9.59	10.77	372	31	8.9	8	2.67
550 X 220	219.8	280	550	16	500	25	400	154583	5621	23.5	26684	1334	9.76	10.85	488	31	8	8	2.67
550 X 232	231.6	295	550	19	500	25	400	157708	5735	23.12	26695	1335	9.51	10.73	537	26	8	8	2.66
550 X 245	244.9	312	550	22.4	500	25	400	161250	5864	22.73	26713	1336	9.25	10.61	613	22	8	8	2.66
550 X 270	270.4	344.5	550	19	487	31.5	400	187867	6832	23.35	33628	1681	9.88	10.9	952	25	6.3	8	2.66
550 X 283	283.5	361.1	550	22.4	487	31.5	400	191139	6951	23.01	32646	1682	9.65	10.8	1028	21	6.3	8	2.66
550 X 293	293.4	373.8	550	25	487	31.5	400	193642	7042	22.76	33663	1683	9.49	10.73	1104	19	6.3	10	2.65
550 X 319	319	406.4	550	22.4	475	37.5	400	217349	7904	23.13	40044	2002	9.93	10.93	1598	21	5.3	8	2.66
550 X 329	328.8	418.8	550	25	475	37.5	400	219671	7988	22.9	40062	2003	9.78	10.86	1673	19	5.3	10	2.65
550 X 363	363.5	463	550	22.4	460	45	400	248299	9029	23.16	48043	2402	10.19	11.04	2619	20	4.4	10	2.66
550 X 373	372.9	475	550	25	460	45	400	250408	9106	22.96	48060	2403	10.06	10.98	2693	18	4.4	10	2.65
600 X 190	189.9	241.9	600	16	562	19	400	151986	5066	25.07	20286	1014	9.16	10.56	262	35	10.5	6	2.77
600 X 210	210.4	268	600	16	555	22.4	400	172948	5765	25.4	23912	1196	9.45	10.7	379	34	8.9	8	2.77
600 X 226	226.1	288	600	16	550	25	400	187600	6253	25.52	26685	1334	9.63	10.79	495	34	8	8	2.77
600 X 239	239	304.5	600	19	550	25	400	191759	6392	25.09	26698	1335	9.36	10.66	548	28	8	8	2.76
600 X 278	277.9	354	600	19	537	31.5	400	228338	7611	25.4	33631	1682	9.75	10.84	963	28	6.3	8	2.76
600 X 292	292.3	372.3	600	22.4	537	31.5	400	232726	7758	25	33650	1683	9.51	10.73	1046	23	6.3	8	2.76
600 X 328	327.8	417.6	600	22.4	525	37.5	400	264667	8822	25.18	40049	2002	9.79	10.87	1617	23	5.3	8	2.76
600 X 339	338.6	431.3	600	25	525	37.5	400	267803	8927	24.92	40068	2003	9.64	10.8	1699	21	5.3	10	2.75
600 X 372	372.2	474.2	600	22.4	510	45	400	302591	10086	25.26	48048	2402	10.07	10.99	2638	22	4.4	10	2.76
600 X 412	412.1	525	600	25	500	50	400	329375	10979	25.05	53398	2670	10.09	11	3620	20	4	10	2,75
650 X 211	211.1	268.9	650	16	612	19	450	200828	6179	27.33	28877	1283	10.36	11.91	292	38	11.8	6	3.07
650 X 234	234.2	298.4	650	16	605	22.4	450	228951	7045	27.7	34041	1513	10.68	12.06	423	37	10	8	3.07
650 X 252	252	321	650	16	600	25	450	248644	7651	27.83	37989	1688	10.88	12.16	554	37	9	8	3.07
650 X 266	266.1	339	650	19	600	25	450	254044	7817	27.38	38003	1689	10.59	12.02	612	31	9	8	3.06
650 X 282	282.1	359.4	650	22.4	600	25	450	260164	8005	26.91	38025	1690	10.29	11.87	703	26	9	8	3.06
650 X 310	310.1	395	650	19	587	31.5	450	303386	9335	27.71	47874	2128	11.01	12.22	1079	30	7.1	8	3.06
650 X 326	325.8	415	650	22.4	587	31.5	450	309117	9511	27.29	47896	2129	10.74	12.1	1169	26	7.1	8	3.06
650 X 351	350.7	446.8	650	19	575	37.5	450	347034	10678	27.87	56986	2533	11.29	12.35	1722	30	6	8	3.06
650 X 366	366	466.3	650	22.4	575	37.5	450	352421	10844	27.49	57007	2534	11.06	12.24	1812	25	6	8	3.06
650 X 416	416.4	530.4	650	22.4	560	45	450	404065	12433	27.6	68396	3040	11.36	12.37	2960	25	5	10	3.06
650 X 461	461.2	587.5	650	25	550	50	450	440599	13557	27.39	76009	3378	11.37	12.38	4063	22	4.5	10	3.05

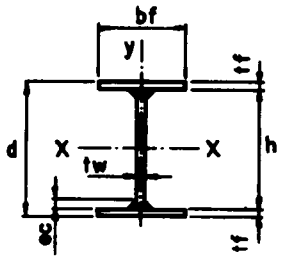


Tabela C-21 - Perfis Soldados

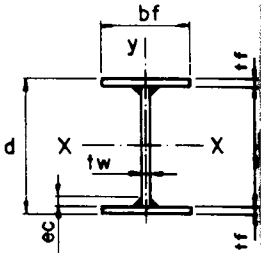
Série VS 200 - 550

PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y			rT	IT	h/tw	bf/2tf	ec	S
VS 200 - 550	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	cm	cm4			mm	m2/m
200 X 17	17.2	22.0	200	5.0	187	6.3	100	1457	146	8.14	105	21	2.19	2.59	2	37	7.9	3	0.79
200 X 20	19.8	25.2	200	5.0	184	8.0	100	1735	173	8.30	134	27	2.30	2.65	4	37	6.3	5	0.79
200 X 22	22.2	28.1	200	5.0	181	9.5	100	1972	197	8.39	159	32	2.38	2.68	7	36	5.3	5	0.79
200 X 26	26.5	33.8	200	5.0	175	12.5	100	2424	242	8.47	209	42	2.49	2.73	14	35	4.0	5	0.79
225 X 19	19.2	24.5	225	5.0	212	6.3	110	2057	183	9.17	140	25	2.39	2.84	3	42	8.7	3	0.88
225 X 22	22.0	28.1	225	5.0	209	8.0	110	2453	218	9.35	178	32	2.52	2.90	5	42	6.9	5	0.88
225 X 24	24.5	31.2	225	5.0	206	9.5	110	2792	248	9.46	211	38	2.60	2.94	7	41	5.8	5	0.88
225 X 29	29.4	37.5	225	5.0	200	12.5	110	3441	306	9.58	278	50	2.72	3.00	15	40	4.4	5	0.88
*250 X 28	27.9	35.5	250	6.3	234	8	130	3719	298	10.24	293	45	2.87	3.38	6	37	8.1	5	1.01
*250 X 31	30.9	39.3	250	6.3	231	9.5	130	4221	338	10.36	348	54	2.98	3.43	9	36	6.8	5	1.01
*250 X 37	36.7	46.7	250	6.3	225	12.5	130	5185	415	10.54	458	70	3.13	3.51	19	35	5.2	5	1.01
*250 X 38	37.7	48	250	8	225	12.5	120	4994	400	10.2	361	60	2.74	3.17	20	28	4.8	5	.96
*275 X 30	30.4	38.7	275	6.3	259	8	140	4906	357	11.26	366	52	3.08	3.63	7	41	8.8	5	1.1
*275 X 34	33.5	42.7	275	6.3	256	9.5	140	5570	405	11.42	435	62	3.19	3.69	10	40	7.4	5	1.1
*275 X 40	39.9	50.8	275	6.3	250	12.5	140	6854	498	11.62	572	82	3.36	3.77	20	39	5.6	5	1.1
*300 X 33	32.9	41.9	300	6.3	284	8	150	6320	421	12.28	451	60	3.28	3.88	8	45	9.4	5	1.19
*300 X 36	36.3	46.2	300	6.3	281	9.5	150	7180	479	12.47	535	71	3.4	3.94	11	44	7.9	5	1.19
*300 X 43	43	54.8	300	6.3	275	12.5	150	8846	590	12.71	704	94	3.58	4.03	22	43	6	5	1.19
*300 X 61	61.5	78.3	300	12.5	268	16	140	11048	737	11.88	736	105	3.07	3.63	57	21	4.4	6	1.14
*325 X 35	35.4	45.1	325	6.3	309	8	160	7982	491	13.3	547	68	3.48	4.13	8	49	10	5	1.28
*325 X 39	39	49.7	325	6.3	306	9.5	160	9072	558	13.51	649	81	3.61	4.2	12	48	8.4	5	1.28
*325 X 46	46.2	58.9	325	6.3	300	12.5	160	11188	688	13.78	854	107	3.81	4.29	23	47	6.4	5	1.28
*350 X 38	37.8	48.2	350	6.3	334	8	170	9911	566	14.34	656	77	3.69	4.38	9	53	10.6	5	1.37
*350 X 42	41.8	53.2	350	6.3	331	9.5	170	11269	644	14.55	779	92	3.83	4.45	13	52	8.9	5	1.37
*350 X 49	49.5	63	350	6.3	325	12.5	170	13910	795	14.86	1024	120	4.03	4.56	25	51	6.8	5	1.37
*350 X 58	58.4	74.4	350	6.3	318	16	170	16871	964	15.06	1311	154	4.2	4.63	49	50	5.3	6	1.37
*375 X 40	40.3	51.4	375	6.3	359	8	180	12128	647	15.36	778	86	3.89	4.63	9	56	11.3	5	1.46
*375 X 44	44.4	56.6	375	6.3	356	9.5	180	13793	736	15.61	924	103	4.04	4.71	13	56	9.5	5	1.46
*375 X 53	52.7	67.1	375	6.3	350	12.5	180	17040	909	15.94	1216	135	4.26	4.82	26	55	7.2	5	1.46
*375 X 62	62.2	79.2	375	6.3	343	16	180	20690	1103	16.16	1556	173	4.43	4.9	52	54	5.6	6	1.46
*380 X 61	61.2	77.9	380	9.5	348	16	140	18186	957	15.28	734	105	3.07	3.63	49	36	4.4	6	1.3
400 X 49	48.7	62	400	6.3	381	9.5	200	17393	870	16.75	1267	127	4.52	5.25	15	60	10.5	5	1.59
400 X 58	57.8	73.6	400	6.3	375	12.5	200	21545	1077	17.11	1667	167	4.76	5.37	29	59	8	5	1.59
400 X 68	68.5	87.2	400	6.3	368	16	200	26223	1311	17.34	2134	213	4.95	5.45	58	58	6.3	6	1.59
400 X 78	77.6	98.8	400	6.3	362	19	200	30094	1505	17.45	2534	253	5.06	5.51	95	57	5.3	6	1.59
450 X 51	51.2	65.2	450	6.3	431	9.5	200	22640	1006	18.63	1268	127	4.41	5.19	15	68	10.5	5	1.69
450 X 60	60.3	76.8	450	6.3	425	12.5	200	27962	1243	19.08	1668	167	4.66	5.32	30	67	8	5	1.69
450 X 71	70.9	90.3	450	6.3	418	16	200	33985	1510	19.4	2134	213	4.86	5.41	58	66	6.3	6	1.69
450 X 80	80.1	102	450	6.3	412	19	200	38989	1733	19.55	2534	253	4.98	5.47	95	65	5.3	6	1.69
500 X 61	61.1	77.8	500	6.3	481	9.5	250	34416	1377	21.03	2475	198	5.64	6.55	18	76	13.2	5	1.99
500 X 73	72.5	92.4	500	6.3	475	12.5	250	42768	1711	21.51	3256	260	5.94	6.7	37	75	10	5	1.99
500 X 86	86	109.5	500	6.3	468	16	250	52250	2090	21.84	4168	333	6.17	6.81	72	74	7.8	6	1.99
500 X 97	97.4	124.1	500	6.3	462	19	250	60154	2406	22.02	4949	396	6.31	6.88	118	73	6.6	6	1.99
550 X 64	63.6	81	550	6.3	531	9.5	250	42556	1547	22.92	2475	198	5.53	6.5	19	84	13.2	5	2.09
550 X 75	75	95.6	550	6.3	525	12.5	250	52747	1918	23.49	3256	260	5.84	6.65	37	83	10	5	2.09
550 X 88	88.4	112.6	550	6.3	518	16	250	64345	2340	23.9	4168	333	6.08	6.77	73	82	7.8	6	2.09
550 X 100	99.9	127.3	550	6.3	512	19	250	74041	2692	24.12	4949	396	6.24	6.84	119	81	6.6	6	2.09

(*) Perfis que não constam na norma NBR-5884/80, adicionados por exigências de projetos e como substitutos de perfis laminados

Tabela C-21 - Cont.

Série VS 600 - 950



PERFIL	MASSA	AREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y			rT	IT	h/tw	bf/2tf	ec	S
V S 600 - 950	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	cm	cm4			mm	m2/m
600 X 95	95	121	600	8	575	12.5	300	77400	2580	25.29	5627	375	6.82	7.89	49	71	12	5	2.38
600 X 111	111	141.4	600	8	568	16	300	94091	3136	25.8	7202	480	7.14	8.05	92	71	9.4	6	2.38
600 X 125	124.8	159	600	8	562	19	300	108073	3602	26.07	8552	570	7.33	8.14	147	70	7.9	6	2.38
600 X 140	140.4	178.8	600	8	555	22.4	300	124012	4134	26.34	10082	672	7.51	8.22	235	69	6.7	8	2.38
600 X 152	152.3	194	600	8	550	25	300	135154	4505	26.39	11252	750	7.62	8.27	322	68	6	8	2.38
650 X 98	98.1	125	650	8	625	12.5	300	92487	2846	27.2	5628	375	6.71	7.84	50	78	12	5	2.48
650 X 114	114.1	145.4	650	8	618	16	300	112225	3453	27.78	7203	480	7.04	8	93	77	9.4	6	2.48
650 X 128	128	163	650	8	612	19	300	128792	3963	28.11	8553	570	7.24	8.1	148	76	7.9	6	2.48
650 X 143	143.5	182.8	650	8	605	22.4	300	147713	4545	28.43	10083	672	7.43	8.18	235	75	6.7	8	2.48
650 X 155	155.4	198	650	8	600	25	300	160963	4953	28.51	11253	750	7.54	8.23	323	75	6	8	2.48
700 X 105	105.2	134	700	8	675	12.5	320	115045	3287	29.3	6830	427	7.14	8.35	53	84	12.8	5	2.66
700 X 122	122.3	155.8	700	8	668	16	320	139665	3990	29.94	8741	546	7.49	8.53	99	83	10	6	2.66
700 X 137	137.1	174.6	700	8	662	19	320	160361	4582	30.31	10379	649	7.71	8.63	158	82	8.4	6	2.66
700 X 154	153.7	195.8	700	8	655	22.4	320	184037	5258	30.66	12236	765	7.91	8.72	251	81	7.1	8	2.66
700 X 166	166.4	212	700	8	650	25	320	200642	5733	30.76	13656	854	8.03	8.78	345	81	6.4	8	2.66
750 X 108	108.3	138	750	8	725	12.3	320	134197	3579	31.18	6830	427	7.04	8.29	54	90	12.8	5	2.76
750 X 125	125.4	159.8	750	8	718	16	320	162620	4337	31.9	8741	546	7.4	8.48	100	89	10	6	2.76
750 X 140	140.2	178.6	750	8	712	19	320	186545	4975	32.32	10380	649	7.62	8.59	159	89	8.4	6	2.76
750 X 157	156.8	199.8	750	8	705	22.4	320	213953	5705	32.72	12236	765	7.83	8.69	252	88	7.1	8	2.76
750 X 170	169.6	216	750	8	700	25	320	233200	6219	32.86	13656	854	7.95	8.74	346	87	6.4	8	2.76
800 X 111	111.5	142	800	8	775	12.5	320	155074	3877	33.05	6830	427	6.94	8.24	55	96	12.8	5	2.86
800 X 129	128.6	163.8	800	8	768	16	320	187573	4689	33.84	8741	546	7.31	8.43	101	96	10	6	2.86
800 X 143	143.3	182.6	800	8	762	19	320	214961	5374	34.31	10380	649	7.54	8.55	160	95	8.4	6	2.86
800 X 160	160	203.8	800	8	755	22.4	320	246374	6159	34.77	12237	765	7.75	8.65	253	94	7.1	8	2.86
800 X 173	172.7	220	800	8	750	25	320	268458	6711	34.93	13657	854	7.88	8.71	347	93	6.4	8	2.86
850 X 120	120.5	153.5	850	8	825	12.5	350	190878	4491	35.26	8936	511	7.63	9.03	60	103	14	5	3.08
850 X 139	139.3	177.4	850	8	818	16	350	231269	5442	36.11	11437	654	8.03	9.24	110	102	10.9	6	3.08
850 X 155	155.4	198	850	8	812	19	350	265344	6243	36.61	13581	776	8.28	9.37	174	101	9.2	6	3.08
850 X 174	173.6	221.2	850	8	805	22.4	350	304467	7164	37.1	16010	915	8.51	9.48	276	100	7.8	8	3.08
850 X 188	187.6	239	850	8	800	25	350	331998	7812	37.27	17868	1021	8.65	9.54	379	100	7	8	3.08
900 X 124	123.6	157.5	900	8	875	12.5	350	216973	4822	37.12	8936	511	7.53	8.98	61	109	14	5	3.18
900 X 142	142.4	181.4	900	8	868	16	350	262430	5832	38.04	11437	654	7.94	9.2	111	108	10.9	6	3.18
900 X 159	158.6	202	900	8	862	19	350	300814	6685	38.59	13581	776	8.2	9.33	175	107	9.2	6	3.18
900 X 177	176.8	225.2	900	8	855	22.4	350	344925	7665	39.14	16010	915	8.43	9.44	277	106	7.8	8	3.18
900 X 191	190.8	243	900	8	850	25	350	375994	8335	39.34	17868	1021	8.58	9.51	380	106	7	8	3.18
950 X 127	126.8	161.5	950	8	925	12.5	350	245036	5139	38.95	8936	511	7.44	8.93	62	115	14	5	3.28
950 X 146	145.5	185.4	950	8	918	16	350	295858	6229	39.95	11437	654	7.85	9.15	112	114	10.9	6	3.28
950 X 162	161.7	206	950	8	912	19	350	338808	7133	40.55	13581	776	8.12	9.29	176	114	9.2	6	3.28
950 X 180	179.9	229.2	950	8	905	22.4	350	388207	8173	41.16	16011	915	8.36	9.41	278	113	7.8	8	3.28
950 X 194	193.9	247	950	8	900	25	350	423027	8906	41.38	17868	1021	8.51	9.48	380	112	7	8	3.28

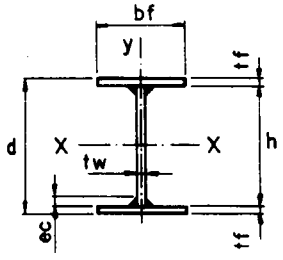


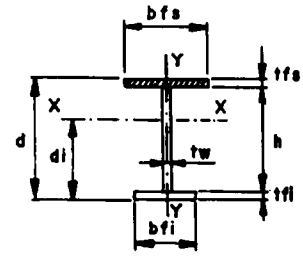
Tabela C-21 - Cont.

Série VS 1000 - 1500

PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESAS		EIXO X-X			EIXO Y-Y			rT	IT	h/tw	bf/2tf	ec	S
V S 1000 -1500	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tf mm	bf mm	Ix cm4	Wx cm3	rx cm	Iy cm4	Wy cm3	ry cm	cm	cm4			mm	m2/m
1000 X 140	139.7	178	1000	8	975	12.5	400	305593	6112	41.43	13337	667	8.66	10.29	69	121	16	5	3.58
1000 X 161	161.2	205.4	1000	8	968	16	400	370338	7407	42.46	17071	854	9.12	10.53	126	121	12.5	6	3.58
1000 X 180	179.8	229	1000	8	962	19	400	425095	8502	43.08	20271	1014	9.41	10.68	200	120	10.5	6	3.58
1000 X 201	200.6	255.6	1000	8	955	22.4	400	488119	9762	43.7	23897	1195	9.67	10.81	316	119	8.9	8	3.58
1000 X 217	216.7	276	1000	8	950	25	400	532575	10652	43.93	26671	1334	9.38	10.88	433	118	8	8	3.58
1100 X 159	158.6	202.1	1100	9.5	1075	12.5	400	394026	7164	44.15	13341	667	8.12	9.98	83	113	16	5	3.78
1100 X 180	180.2	229.5	1100	9.5	1068	16	400	472485	8591	45.37	17074	854	8.63	10.27	140	112	12.5	6	3.78
1100 X 199	198.5	252.9	1100	9.5	1062	19	400	538922	9799	46.16	20274	1014	8.95	10.45	214	111	10.5	6	3.78
1100 X 219	219.3	279.4	1100	9.5	1055	22.4	400	615490	11191	46.94	23901	1195	9.25	10.6	331	111	8.9	8	3.78
1100 X 235	235.3	299.8	1100	9.5	1050	25	400	669562	12174	47.26	26674	1334	9.43	10.69	447	110	8	8	3.78
1200 X 200	200.2	255	1200	9.5	1168	16	450	630844	10514	49.74	24308	1080	9.76	11.59	157	122	14.1	6	4.18
1200 X 221	220.9	281.4	1200	9.5	1162	19	450	720523	12009	50.6	28865	1283	10.13	11.79	240	122	11.8	6	4.18
1200 X 244	244.4	311.3	1200	9.5	1155	22.4	450	823984	13733	51.45	34028	1512	10.46	11.95	371	121	10	8	4.18
1200 X 262	262.4	334.3	1200	9.5	1150	25	450	897121	14952	51.8	37977	1688	10.66	12.05	502	121	9	8	4.18
1200 X 307	307.3	391.5	1200	9.5	1137	31.5	450	1084322	18072	52.63	47849	2127	11.06	12.24	971	119	7.1	8	4.18
1300 X 237	237.5	302.5	1300	12.5	1268	16	450	805914	12399	51.62	24321	1081	8.97	11.12	206	101	14.1	6	4.38
1300 X 258	258.1	328.8	1300	12.5	1262	19	450	910929	14014	52.64	28877	1283	9.37	11.36	289	100	11.8	6	4.38
1300 X 281	281.4	358.5	1300	12.5	1255	22.4	450	1032190	15880	53.66	34040	1513	9.74	11.58	420	100	10	8	4.38
1300 X 299	299.3	381.3	1300	12.5	1250	25	450	1117981	17200	54.15	37989	1688	9.98	11.71	552	100	9	8	4.38
1300 X 344	343.9	438.1	1300	12.5	1237	31.5	450	1337847	20582	55.26	47861	2127	10.45	11.95	1020	98	7.1	8	4.38
1400 X 260	259.8	331	1400	12.5	1368	16	500	1032894	14756	55.86	33356	1334	10.04	12.4	227	109	15.6	6	4.78
1400 X 283	282.8	360.3	1400	12.5	1362	19	500	1169143	16702	56.96	39606	1584	10.48	12.67	319	108	13.2	6	4.78
1400 X 309	308.8	393.4	1400	12.5	1355	22.4	500	1326590	18951	58.07	46689	1868	10.89	12.9	464	108	11.2	8	4.78
1400 X 329	328.8	418.8	1400	12.5	1350	25	500	1438060	20544	58.6	52105	2084	11.15	13.04	610	108	10	8	4.78
1400 X 378	378.4	482.1	1400	12.5	1337	31.5	500	1724041	24269	59.8	65647	2626	11.67	13.31	1131	106	7.9	8	4.78
1400 X 424	424.4	540.6	1400	12.5	1325	37.5	500	1983134	28330	60.57	78147	3126	12.02	13.48	1847	106	6.7	8	4.78
1400 X 482	481.8	613.8	1400	12.5	1310	45	500	2300464	32864	61.22	93771	3751	12.36	13.63	3126	104	5.6	10	4.78
1500 X 270	269.6	343.5	1500	12.5	1468	16	500	1210476	16140	59.36	33357	1334	9.85	12.28	233	117	15.6	6	4.98
1500 X 293	292.6	372.8	1500	12.5	1462	19	500	1367419	18232	60.56	39607	1584	10.31	12.56	325	116	13.2	6	4.98
1500 X 319	318.6	405.9	1500	12.5	1455	22.4	500	1548898	20652	61.77	46690	1868	10.73	12.81	471	116	11.2	8	4.98
1500 X 339	338.6	431.3	1500	12.5	1450	25	500	1677461	22366	62.36	52107	2084	10.99	12.96	617	116	10	8	4.98
1500 X 388	388.3	494.6	1500	12.5	1437	31.5	500	2007598	26768	63.71	65648	2626	11.52	13.23	1137	114	7.9	8	4.98
1500 X 434	434.2	553.1	1500	12.5	1425	37.5	500	2307085	30761	64.58	78148	3126	11.89	13.41	1853	114	6.7	8	4.98
1500 X 492	491.6	626.3	1500	12.5	1410	45	500	2674415	35659	65.35	93773	3751	12.24	13.58	3132	112	5.6	10	4.98

Tabela C-22 - Perfis Soldados

Série VSA 500 - 750



PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA	MESA	SUP.	MESA	INF.	EIXO X - X					EIXO Y - Y			rT
VSA 500 - 750	M kg/m	A cm2	d mm	tw mm	h mm	tfs mm	bfs mm	tfi mm	bfi mm	di mm	Ix cm4	Wxs cm3	Wxi cm3	rx cm	Iyms cm4	Wyms cm3	ryms cm	cm
500 X 74	74.3	94.7	500	8	478	12.5	300	9.5	200	296.8	38931	1916	1312	20.28	2812	187	8.66	8.01
500 X 82	82.4	105.0	500	8	475	16	300	9.5	200	315.0	42229	2283	1341	20.05	3600	240	8.66	8.14
500 X 87	86.9	110.7	500	8	472	16	300	12.5	200	299.3	47278	2356	1580	20.67	3600	240	8.66	8.14
500 X 94	93.8	119.5	500	8	469	19	300	12.5	200	312.7	50003	2670	1599	20.46	4275	285	8.66	8.22
500 X 104	103.6	132.0	500	8	469	19	300	12.5	300	283.6	60633	2802	2138	21.43	4275	285	8.66	8.22
550 X 78	77.5	98.7	550	8	528	12.5	300	9.5	200	324.6	48370	2146	1490	22.14	2812	187	8.66	7.95
550 X 86	85.6	109.0	550	8	525	16	300	9.5	200	344.1	52506	2550	1526	21.95	3600	240	8.66	8.09
550 X 90	90.0	114.7	550	8	522	16	300	12.5	200	327.6	58582	2634	1788	22.60	3600	240	8.66	8.10
550 X 97	96.9	123.5	550	8	519	19	300	12.5	200	342.0	62002	2981	1813	22.41	4275	285	8.66	8.18
550 X 107	106.8	136.0	550	8	519	19	300	12.5	300	311.1	74803	3131	2404	23.45	4275	285	8.66	8.18
600 X 81	80.6	102.7	600	8	578	12.5	300	9.5	200	352.1	59030	2381	1677	23.97	2812	187	8.66	7.89
600 X 89	88.7	113.0	600	8	575	16	300	9.5	200	373.0	64112	2824	1719	23.82	3600	240	8.66	8.04
600 X 103	103.0	131.2	600	8	572	16	300	12.5	300	322.3	85096	3064	2640	25.47	3600	240	8.66	8.05
600 X 93	93.2	118.7	600	8	572	16	300	12.5	200	355.6	71297	2917	2005	24.51	3600	240	8.66	8.05
600 X 104	104.4	133.0	600	8	572	16	350	12.5	250	353.3	83392	3380	2360	25.04	5717	327	10.1	9.48
600 X 100	100.1	127.5	600	8	569	19	300	12.5	200	371.1	75500	3298	2034	24.33	4275	285	8.66	8.14
600 X 112	112.4	143.2	600	8	569	19	350	12.5	250	369.8	88394	3840	2390	24.85	6789	388	10.1	9.57
600 X 117	117.4	149.5	600	8	569	19	350	12.5	300	354.5	96308	3923	2717	25.38	6789	388	10.1	9.57
650 X 84	83.8	106.7	650	8	628	12.5	300	9.5	200	379.4	70962	2622	1870	25.79	2812	187	8.66	7.83
650 X 92	91.8	117.0	650	8	625	16	300	9.5	200	401.5	77097	3103	1920	25.67	3600	240	8.66	8.00
650 X 106	106.1	135.2	650	8	622	16	300	12.5	300	348.5	101610	3370	2916	27.41	3600	240	8.66	8.00
650 X 96	96.3	122.7	650	8	622	16	300	12.5	200	383.4	85477	3206	2229	26.39	3600	240	8.66	8.00
650 X 108	107.5	137.0	650	8	622	16	350	12.5	250	381.2	99713	3710	2616	26.98	5717	327	10.1	9.43
650 X 103	103.2	131.5	650	8	619	19	300	12.5	200	399.9	90552	3621	2264	26.24	4275	285	8.66	8.10
650 X 116	115.6	147.2	650	8	619	19	350	12.5	250	398.8	105738	4209	2651	26.80	6789	388	10.1	9.53
650 X 121	120.5	153.5	650	8	619	19	350	12.5	300	382.7	114976	4301	3004	27.37	6789	388	10.1	9.53
700 X 119	118.5	151.0	700	9.5	672	16	350	12.5	250	405.1	121856	4132	3008	28.41	5717	327	10.10	9.26
700 X 130	129.8	165.3	700	9.5	672	16	400	12.5	300	403.7	138383	4670	3428	28.93	8533	427	11.55	10.69
700 X 127	126.6	161.3	700	9.5	669	19	350	12.5	250	422.4	129227	4655	3059	28.3	6789	388	10.10	9.39
700 X 139	138.9	177.0	700	9.5	669	19	400	12.5	300	422.2	146883	5287	3479	28.81	10133	507	11.55	10.82
700 X 135	134.6	171.5	700	9.5	666	22	350	12.5	250	437.8	135571	5171	3097	28.12	7860	449	10.10	9.48
700 X 148	148.1	188.7	700	9.5	666	22	400	12.5	300	438.2	154157	5888	3518	28.58	11733	587	11.55	10.91
700 X 156	156.1	198.9	700	9.5	662	22	400	16	300	416.5	171495	6049	4118	29.36	11733	587	11.55	10.92
750 X 122	122.3	155.8	750	9.5	722	16	350	12.5	250	432.2	142576	4486	3299	30.25	5717	327	10.10	9.21
750 X 134	133.5	170.0	750	9.5	722	16	400	12.5	300	431.2	161594	5069	3748	30.83	8533	427	11.55	10.64
750 X 130	130.3	166.0	750	9.5	719	19	350	12.5	250	450.7	151222	5053	3355	30.18	6789	388	10.10	9.34
750 X 143	142.7	181.8	750	9.5	719	19	400	12.5	300	450.4	171551	5726	3809	30.72	10133	507	11.55	10.77
750 X 138	138.3	176.2	750	9.5	716	22	350	12.5	250	466.9	158704	5606	3399	30.01	7860	449	10.10	9.44
750 X 152	151.9	193.5	750	9.5	716	22	400	12.5	300	467.4	180116	6374	3854	30.51	11733	587	11.55	10.87
750 X 160	159.8	203.6	750	9.5	712	22	400	16	300	444.9	199954	6554	4494	31.34	11733	587	11.55	10.87

(*) Série de perfis que não constam na norma ABNT, adicionada para atender a vigas de rolamento - FEM

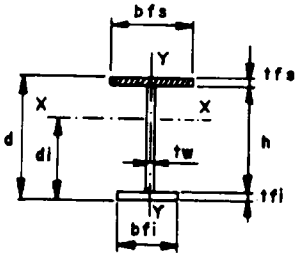


Tabela C-22 - Cont.

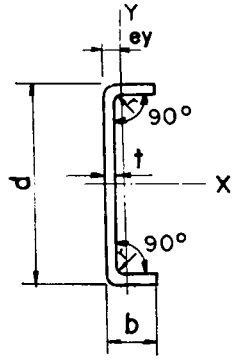
Série VSA 800 - 1200

PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA		MESA SUP.		MESA INF.		EIXO X - X					EIXO Y - Y			rT
V S A 800 -1200	M kg/m	A cm2	d mm	h mm	tw mm	tfs mm	bfs mm	tfi mm	bfi mm	di mm	Ix cm4	Wxs cm3	Wxi cm3	rx cm	Iyms cm4	Wyms cm3	ryms cm	cm
800 X 134	134.1	170.8	800	9.5	769	19	350	12.5	250	478.5	175262	5451	3663	32.03	6789	388	10.1	9.29
800 X 146	146.4	186.5	800	9.5	769	19	400	12.5	300	478.7	198452	6177	4146	32.62	10133	507	11.55	10.72
800 X 142	142.1	181	800	9.5	766	22	350	12.5	250	495.5	183987	6042	3713	31.88	7860	449	10.1	9.39
800 X 156	155.6	198.2	800	9.5	766	22	400	12.5	300	496.5	208427	6867	4198	32.43	11733	587	11.55	10.83
800 X 150	150.1	191.2	800	9.5	763	25	350	12.5	250	510.6	191616	6621	3753	31.66	8932	510	10.1	9.47
800 X 165	164.8	209.9	800	9.5	763	25	400	12.5	300	512.2	217101	7543	4239	32.16	13333	667	11.55	10.91
800 X 173	172.8	220.1	800	9.5	759	25	400	16	300	489.1	241137	7756	4930	33.1	13333	667	11.55	10.91
900 X 142	141.5	180.3	900	9.5	869	19	350	12.5	250	534	229721	6277	4302	35.69	6789	388	10.1	9.20
900 X 154	153.9	196	900	9.5	869	19	400	12.5	300	534.6	259206	7094	4849	36.37	10133	507	11.55	10.63
900 X 150	149.5	190.5	900	9.5	866	22	350	12.5	250	552.5	241255	6943	4367	35.59	7860	449	10.1	9.31
900 X 163	163	207.7	900	9.5	866	22	400	12.5	300	554	272360	7872	4916	36.21	11733	587	11.55	10.74
900 X 158	157.5	200.7	900	9.5	863	25	350	12.5	250	569.1	271425	7598	4418	35.39	8932	510	10.1	9.40
900 X 172	172.2	219.4	900	9.5	863	25	400	12.5	300	571.3	283695	8637	4969	39.97	13333	667	11.99	10.83
900 X 180	180.2	229.6	900	9.5	859	25	400	16	300	546.6	314038	8886	5745	36.98	13333	667	11.55	10.83
1000 X 161	161.3	205.5	1000	9.5	969	19	400	12.5	300	589.9	329638	8038	5588	40.05	10133	507	11.55	10.53
1000 X 174	173.7	221.3	1000	9.5	969	19	450	12.5	350	590.4	366176	8940	6202	40.68	14428	641	12.99	11.96
1000 X 171	170.5	217.2	1000	9.5	966	22	400	12.5	300	610.9	346466	8904	5671	39.94	11733	587	11.55	10.66
1000 X 184	184.1	234.5	1000	9.5	966	22	450	12.5	350	612.4	385041	9934	6287	40.52	16706	742	12.99	12.09
1000 X 180	179.7	228.9	1000	9.5	963	25	400	12.5	300	629.7	361327	9758	5738	39.73	13333	667	11.55	10.76
1000 X 188	187.7	239.1	1000	9.5	959	25	400	16	300	603.4	398185	10040	6599	40.81	13333	667	11.55	10.76
1000 X 194	194.4	247.7	1000	9.5	963	25	450	12.5	350	631.9	401618	1094	6356	40.27	18984	844	12.99	12.19
1000 X 204	203.8	259.6	1000	9.5	959	25	450	16	350	603.6	444995	11226	7372	41.4	18984	844	12.99	12.19
1100 X 169	168.8	215	1100	9.5	1069	19	400	12.5	300	644.7	410239	9010	6363	43.68	10133	507	11.55	10.44
1100 X 181	181.2	230.8	1100	9.5	1069	19	450	12.5	350	645.6	454597	10004	7041	44.38	14428	641	12.99	11.87
1100 X 178	178	226.7	1100	9.5	1066	22	400	12.5	300	667.2	431244	9964	6463	43.61	11733	527	11.55	10.58
1100 X 192	191.5	244	1100	9.5	1066	22	450	12.5	350	669.2	478113	11098	7145	44.27	16706	742	12.99	12.01
1100 X 195	195.2	248.6	1100	9.5	1059	25	400	16	300	659.8	494080	11224	7488	44.58	13333	667	11.55	10.69
1100 X 202	201.9	257.2	1100	9.5	1063	25	450	12.5	350	690.1	498906	12171	7229	44.04	18984	844	12.99	12.12
1100 X 211	211.2	269.1	1000	9.5	1099	25	450	12.5	350	660.2	550941	12527	8345	45.25	18984	844	12.99	12.12
1200 X 176	176.2	224.5	1200	9.5	1169	19	400	12.5	300	699.1	501499	10012	7173	47.26	10133	507	11.55	10.36
1200 X 189	188.6	240.3	1200	9.5	1169	19	450	12.5	350	700.4	554441	11098	7916	48.03	14428	641	12.99	11.78
1200 X 185	185.4	236.2	1200	9.5	1166	22	400	12.5	300	723	527194	11052	7292	47.24	11733	587	11.55	10.50
1200 X 199	199	253.5	1200	9.5	1166	22	450	12.5	350	725.4	583178	12288	8039	47.96	16706	742	12.99	11.93
1200 X 200	199.5	254.2	1200	9.5	1163	25	400	12.5	350	726.2	583370	12313	8033	47.91	13333	667	11.55	10.61
1200 X 209	209.4	266.7	1200	9.5	1163	25	450	12.5	350	747.8	608727	13461	8140	47.77	18984	844	12.99	12.04
1200 X 224	224	285.4	1200	9.5	1152	32	400	16	300	759.4	653593	14834	8607	47.89	17067	893	11.99	10.80
1200 X 243	242.9	309.4	1200	9.5	1152	32	450	16	350	761.9	727605	16608	9550	48.49	24300	1080	12.99	12.24

Série de perfis que não constam na norma ABNT, adicionadas para atender a vigas de rolamentos

Tabela C-23

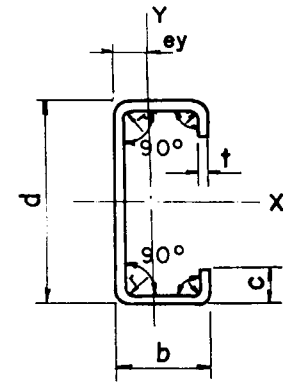
Perfil [de chapa dobrada



Dimensões			A	M	Ix	Wx	rx	ey	Iy	Wy	ry
d	b	t = r	cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm	cm⁴	cm³	cm
mm	mm	mm									
90	25	2,50	3,26	2,56	34	7,6	3,25	0,65	1,6	0,84	0,70
90	25	3,00	3,85	3,02	39	8,8	3,22	0,62	1,9	0,99	0,70
90	25	4,00	4,97	3,90	49	11,0	3,16	0,57	2,39	1,27	0,69
90	40	3,00	4,75	3,73	57	12,6	3,46	1,31	7,27	2,49	1,23
90	40	4,00	6,17	4,85	71	15,9	3,41	1,26	9,2	3,24	1,22
90	60	4,00	7,77	6,10	101	22,5	3,61	2,22	29	7,07	1,92
100	25	2,50	3,51	2,75	44	8,9	3,57	0,61	1,67	0,85	0,69
100	25	3,00	4,15	3,26	51	10,3	3,54	0,59	1,95	1,00	0,68
100	25	4,00	5,37	4,22	64	12,9	3,47	0,53	2,46	1,29	0,67
100	40	2,66	4,51	3,54	66	13,1	3,82	1,01	6,7	2,26	1,22
100	40	3,04	5,11	4,01	74	14,7	3,80	1,03	7,6	2,56	1,22
100	40	3,42	5,69	4,47	82	16,3	3,78	1,04	8,4	2,85	1,21
100	40	3,80	6,27	4,92	89	17,7	3,76	1,06	9,2	3,14	1,21
100	40	4,18	6,83	5,36	96	19,1	3,74	1,08	9,9	3,42	1,20
100	40	4,76	7,67	6,02	106	21,1	3,71	1,11	11,0	3,84	1,20
100	50	2,66	5,04	3,95	78	15,7	3,94	1,38	12,6	3,48	1,58
100	50	3,04	5,71	4,48	88	17,6	3,92	1,40	14,2	3,94	1,57
100	50	3,42	6,38	5,00	97	19,5	3,91	1,41	15,7	4,40	1,57
100	50	3,80	7,03	5,52	106	21,2	3,89	1,43	17,3	4,84	1,56
100	50	4,18	7,67	6,02	115	23,0	3,87	1,45	18,7	5,28	1,56
100	50	4,76	8,63	6,77	127	25,4	3,84	1,48	21	5,94	1,55
127	50	2,66	5,76	4,52	137	21,6	4,88	1,22	13,5	3,59	1,53
127	50	3,04	6,53	5,13	155	24,3	4,86	1,24	15,3	4,08	1,53
127	50	3,42	7,30	5,73	171	27,0	4,84	1,26	17,0	4,55	1,52
127	50	3,80	8,05	6,32	187	29,5	4,82	1,27	18,6	5,02	1,52
127	50	4,18	8,80	6,91	203	31,9	4,80	1,29	20,2	5,47	1,51
127	50	4,76	9,91	7,78	225	35,5	4,77	1,32	22,6	6,16	1,51
150	50	2,66	6,37	5,00	204	27,2	5,65	1,12	14,2	3,67	1,49
150	50	3,04	7,23	5,68	230	30,6	5,63	1,13	16,0	4,16	1,49
150	50	3,42	8,09	6,35	255	34,0	5,61	1,15	17,8	4,65	1,48
150	50	3,80	8,93	7,01	279	37,2	5,59	1,17	19,6	5,12	1,48
150	50	4,18	9,76	7,66	303	40	5,57	1,19	21,3	5,59	1,47
150	50	4,76	11,01	8,64	338	45	5,54	1,21	23,8	6,30	1,47
175	55	6,00	15,69	12,32	638	72,9	6,37	1,49	39,8	9,55	1,59
175	70	6,00	17,49	13,73	766	87,6	6,62	2,18	79,2	15,3	2,12
200	50	2,66	7,70	6,04	409	41	7,28	0,95	15,3	3,78	1,41
200	50	3,04	8,75	6,87	462	46	7,26	0,96	17,3	4,29	1,40
200	50	3,42	9,80	7,69	514	51	7,24	0,98	19,2	4,79	1,40
200	50	3,80	10,83	8,50	564	56	7,21	1,00	21,1	5,29	1,39
200	50	4,18	11,85	9,30	613	61	7,19	1,01	23,0	5,77	1,39
200	50	4,76	13,39	10,51	686	68	7,15	1,04	25,7	6,51	1,38

Tabela C-24

Perfil ⊏ enrijecido de chapa dobrada



Dimensões				A	M	Ix	Wx	rx	ey	Iy	Wy	ry
d	b	c	t = r	cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm	cm⁴	cm³	cm
mm	mm	mm	mm									
100	50	17	2,66	5,67	4,45	87	17,5	3,94	1,77	19,3	5,99	1,85
100	50	17	3,04	6,39	5,02	97	19,5	3,91	1,76	21	6,59	1,83
100	50	17	3,42	7,09	5,56	107	21	3,89	1,76	23	7,13	1,81
100	55	20	3,00	6,80	5,33	105	21	3,94	2,66	28	8,35	2,05
100	60	25	5,00	11,54	9,06	169	33	3,82	2,90	55	15,5	2,19
100	70	15	3,00	7,40	5,81	123	24	4,08	3,20	46	10,4	2,50
127	50	17	2,28	5,54	4,35	135	21	4,94	1,59	18,7	5,48	1,84
127	50	17	2,66	6,39	5,01	154	24	4,92	1,58	21	6,17	1,82
127	50	17	3,04	7,21	5,66	172	27	4,89	1,58	23	6,79	1,80
127	50	17	3,42	8,01	6,29	189	29	4,86	1,58	25	7,36	1,77
150	60	20	2,66	7,69	6,04	263	35	5,85	1,91	37	9,15	2,21
150	60	20	3,04	8,70	6,83	295	39	5,82	1,91	41	10,1	2,18
150	60	20	3,42	9,69	7,60	325	43	5,80	1,90	45	11,0	2,16
150	60	20	3,80	10,65	8,36	354	47	5,77	1,90	48	11,9	2,14
150	60	20	4,18	11,59	9,10	382	51	5,75	1,89	52	12,6	2,12
150	60	20	4,76	12,98	10,19	423	56	5,71	1,89	57	14,0	2,11
180	40	15	3,00	8,00	6,28	339	37,7	6,52	1,36	13,7	4,50	1,30
180	40	20	4,00	10,75	8,44	447	49	6,45	1,41	19,3	6,57	1,34
200	75	25	2,66	10,08	7,92	614	61	7,80	2,32	77	15,0	2,78
200	75	25	3,04	11,44	8,98	691	69	7,78	2,32	86	16,7	2,76
200	75	25	3,42	12,76	10,02	766	76	7,75	2,31	95	18,4	2,73
200	75	25	3,80	14,07	11,04	839	83	7,72	2,31	103	19,9	2,71
200	75	25	4,18	15,35	12,05	909	90	7,70	2,30	111	21,4	2,69
200	75	25	4,76	17,26	13,55	1012	101	7,66	2,30	123	23,6	2,67
250	85	25	2,66	11,95	9,38	1122	89	9,69	2,42	112	18,5	3,07
250	85	25	3,04	13,56	10,65	1266	101	9,66	2,41	126	20,7	3,05
250	85	25	3,42	15,16	11,90	1407	112	9,63	2,41	139	22,8	3,03
250	85	25	3,80	16,73	13,13	1543	123	9,61	2,41	151	24,8	3,01
250	85	25	4,18	18,27	14,35	1676	134	9,58	2,40	163	26,7	2,98
250	85	25	4,76	20,59	16,17	1872	149	9,54	2,40	180	29,5	2,96
300	85	25	2,66	13,28	10,42	1727	115	11,41	2,19	119	18,8	3,00
300	85	25	3,04	15,08	11,84	1952	130	11,38	2,19	133	21,1	2,97
300	85	25	3,42	16,87	13,24	2170	145	11,34	2,18	147	23,2	2,95
300	85	25	3,80	18,63	14,62	2383	159	11,31	2,18	159	25,2	2,93
300	85	25	4,18	20,36	15,99	2591	173	11,28	2,18	172	27,1	2,91
300	85	25	4,76	22,97	18,03	2899	193	11,23	2,17	190	30,0	2,88

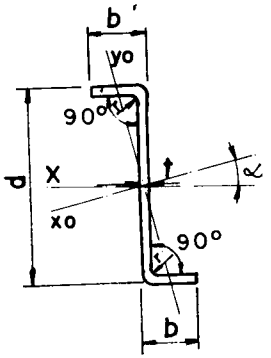


Tabela C-25

Perfil Z de chapa dobrada

Dimensões			A	M	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	Ixy	α	Ixo	$r_{máx.}$	Iyo	$r_{min.}$
d	b	t = r	cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	graus	cm⁴	cm	cm⁴	cm
mm	mm	mm														
100	40	2,66	4,51	3,54	66	13,2	3,83	10,2	2,65	1,51	19,6	17,61	72,2	4,00	4,02	0,94
		3,04	5,11	4,01	74	14,8	3,81	11,5	3,00	1,50	22	17,75	81,1	3,98	4,43	0,93
		3,42	5,70	4,47	81	16,3	3,78	12,8	3,35	1,50	24	17,91	89,6	3,97	4,79	0,92
		3,80	6,27	4,92	88	17,7	3,76	14,0	3,68	1,50	27	18,08	97,8	3,95	5,10	0,90
		4,18	6,84	5,37	95	19,1	3,74	15,2	4,01	1,49	29	18,26	105,7	3,93	5,36	0,89
		4,76	7,68	6,03	106	21,2	3,72	17,5	4,65	1,51	33	18,53	117,7	3,92	6,24	0,90
100	50	2,66	5,04	3,96	78	15,7	3,95	20	4,20	2,01	30	23,41	92,0	4,27	7,05	1,18
		3,04	5,72	4,49	88	17,6	3,93	23	4,77	2,01	35	23,56	103,5	4,26	7,81	1,17
		3,42	6,38	5,01	97	19,5	3,91	25	5,32	2,01	39	23,72	114	4,24	8,5	1,15
		3,80	7,03	5.52	106	21.3	3.89	28	5,86	2,00	43	23,88	125	4,23	9,1	1,14
		4,18	7,67	6,02	115	23,0	3,87	30	6,40	2,00	47	24,05	136	4,21	9,6	1,12
		4,76	8,63	6,78	128	25,6	3,85	34	7,32	2,01	52	24,32	151	4,20	10,9	1,13
127	50	2,66	5,76	4,52	137	21,6	4,89	20	4,20	1,88	39	17,04	149	5,10	8,3	1,20
		3,04	6,54	5,13	154	24,4	4,87	23	4,77	1,88	44	17,14	168	5,08	9,2	1,19
		3,42	7,31	5,73	171	27,0	4,84	25	5,32	1,88	50	17,26	187	5,06	10,1	1,18
		3,80	8,06	6,33	187	29,5	4,82	28	5,87	1,87	55	17,38	204	5,04	10,9	1,16
		4,18	8,80	6,91	203	31,9	4,80	30	6,40	1,87	60	17,50	222	5,02	11,6	1,15
		4,76	9,92	7,78	226	35,6	4,78	34	7,33	1,88	68	17,70	248	5,00	13,1	1,15

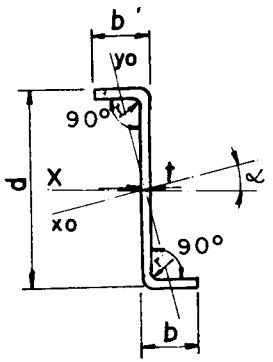


Tabela C-25 - cont.

Perfil Z de chapa dobrada

Dimensões			A	M	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	Ixy	α	Ixo	$r_{máx.}$	Iyo	$r_{min.}$
d	b	t = r	cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	graus	cm⁴	cm	cm⁴	cm
mm	mm	mm														
150	50	2,66	6,37	5,00	204	27	5,66	20	4,20	1,79	46	13,53	215	5,81	9,1	1,20
		3,04	7,24	5,68	230	30	5,64	23	4,77	1,79	53	13,61	243	5,79	10,2	1,19
		3,42	8,09	6,35	255	34	5,62	25	5,32	1,78	59	13,69	269	5,77	11,2	1,18
		3,80	8,93	7,01	279	37	5,60	28	5,87	1,78	65	13,78	295	5,75	12,1	1,17
		4,18	9,76	7,66	303	40	5,57	30	6,41	1,77	71	13,88	321	5,73	12,9	1,15
		4,76	11,01	8,64	338	45	5,55	34	7,33	1,78	80	14,03	358	5,71	14,6	1,16
200	50	2,66	7,70	6,05	409	40	7,29	20	4,21	1,63	62	8,96	419	7,38	10,5	1,17
		3,04	8,76	6,88	462	46	7,27	23	4,77	1,63	71	9,00	473	7,35	11,8	1,16
		3,42	9,80	7,69	514	51	7,24	25	5,33	1,62	79	9,05	526	7,33	13,0	1,15
		3,80	10,83	8,50	564	56	7,22	28	5,87	1,62	88	9,10	578	7,31	14,1	1,14
		4,18	11,85	9,31	613	61	7,19	30	6,41	1,61	96	9,15	629	7,29	15,1	1,13
		4,76	13,39	10,51	686	68	7,16	34	7,34	1,62	108	9,24	704	7,25	17,2	1,13

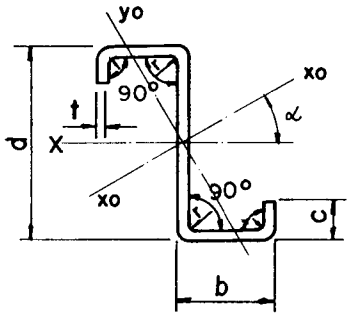


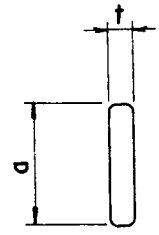
Tabela C-26

Perfil ⌐⌊ enrijecido de chapa dobrada

Dimensões				A	M	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	Ixy	α	Ixo	$r_{máx.}$	Iyo	$r_{mín.}$
d	b	c	t = r	cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	graus	cm⁴	cm	cm⁴	cm
mm	mm	mm	mm														
100	50	17	2,66	5,67	4,45	87	17,5	3,94	34	7,09	2,47	41	28,69	110	4,42	11,7	1,44
			3,04	6,39	5,02	97	19,5	3,91	37	7,82	2,44	45	28,46	122	4,38	13,0	1,43
			3,42	7,09	5,56	107	21	3,89	40	8,48	2,40	49	28,21	133	4,35	14,2	1,42
127	50	17	2,66	6,39	5,01	154	24	4,92	34	7,09	2,32	54	21,05	175	5,24	13,6	1,46
			3,04	7,21	5,66	172	27	4,89	37	7,82	2,29	59	20,84	195	5,20	15,1	1,45
			3,42	8,01	6,29	189	29	4,86	40	8,49	2,26	65	20,62	213	5,17	16,5	1,44
150	60	20	2,66	7,69	6,04	263	35	5,85	61	10,5	2,83	94	21,64	300	6,25	24	1,77
			3,04	8,70	6,04	295	39	5,82	68	11,6	2,80	105	21,47	336	6,22	26	1,75
			3,42	9,69	7,60	325	43	5,80	74	12,7	2,77	115	21,29	370	6,19	29	1,74
			3,80	10,65	8,36	354	47	5,77	79	13,7	2,74	124	21,10	402	6,15	31	1.73
			4,18	11,59	9,10	382	51	5,75	84	14,6	2,71	133	20,91	433	6,12	34	1,71
			4,76	12,19	10,19	433	56	5,71	92	16,1	2,68	144	20,61	477	6,07	38	1,72
200	75	25	2,66	10,08	7,92	614	61	7,80	125	17,1	3,53	206	20,09	689	8,27	50	2,24
			3,04	11,44	8,98	691	69	7,78	140	19,1	3,50	230	19,97	775	8,24	56	2,22
			3,42	12,76	10,02	766	76	7,75	153	21	3,47	254	19,83	858	8,20	62	2,21
			3,80	14,07	11,04	839	83	7,72	166	22	3,44	276	19,70	938	8,17	67	2,19
			4,18	15,35	12,05	909	90	7,70	178	24	3,41	297	19,56	1.014	8,13	72	2,18
			4,76	17,26	13,55	1.012	101	7,66	196	27	3,37	326	19,35	1.127	8,08	81	2,17
250	85	25	2,66	11,95	9,38	1.121	89	9,69	175	20	3,83	324	17,22	1.222	10,12	74	2,50
			3,04	13,56	10,65	1.266	101	9,66	195	23	3,80	364	17,11	1.378	10,08	83	2,48
			3,42	15,16	11,90	1.407	112	9,63	215	25	3,77	401	17,00	1.529	10,05	92	2,47
			3,80	16,73	13,13	1.543	123	9,61	233	28	3,74	437	16,88	1.676	10,01	100	2,45
			4,18	18,27	14,35	1.676	134	9,58	250	30	3,70	472	16,77	1.818	9,98	108	2,43
			4,76	20,59	16,17	1.872	149	9,54	276	33	3,66	521	16,59	2.028	9,92	120	2,42
300	85	25	2,66	13,28	10,42	1.727	115	11,41	175	20	3,63	392	13,42	1.820	11,71	81	2,48
			3,04	15,08	11,84	1.952	130	11,38	195	23	3,60	440	13,33	2.056	11,68	91	2,46
			3,42	16,87	13,24	2.170	144	11,34	215	25	3,57	486	13,23	2.285	11,64	100	2,44
			3,80	18,63	14,62	2.383	158	11,31	233	28	3,54	530	13,13	2.507	11,60	109	2,43
			4,18	20,36	15,99	2.591	172	11,28	250	30	3,51	572	13,04	2.723	11,57	118	2,41
			4,76	22,97	18,03	2.899	193	11,23	276	33	3,47	632	12,88	3.043	11,51	131	2,39

Tabela C-27

Barra chata

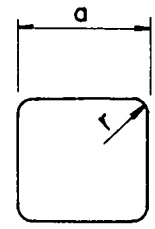


Tamanho (a x t)		Massa M	Tamanho (a x t)		Massa M
mm	pol.	kg/m	mm	pol.	kg/m
38,1 x 4,8	1 1/2 x 3/16	1,42	177,8 x 6,4	7 x 1/4	8,9
38,1 x 6,4	1 1/2 x 1/4	1,90	177,8 x 9,5	7 x 1/4	13,3
			177,8 x 12,7	7 x 1/2	17,7
44,5 x 6,4	1 3/4 x 1/4	2,22	177,8 x 19,0	7 x 3/4	26,6
44,5 x 8,0	1 3/4 x 5/16	2,77	177,8 x 25,4	7 x 1	35,4
50,8 x 6,4	2 x 1/4	2,53			
50,8 x 8,0	2 x 5/16	3,17	203,2 x 6,4	8 x 1/4	10,1
			203,2 x 12,7	8 x 1/2	20,2
63,5 x 6,4	1 1/2 x 1/4	3,16	203,2 x 19,0	8 x 3/4	30,4
63,5 x 8,0	2 1/2 x 5/16	3,96	203,2 x 25,4	8 x 1	40,5
76,2 x 8,0	3 x 5/16	4,8	228,6 x 6,4	9 x 1/4	11,4
76,2 x 9,5	3 x 3/8	5,7	228,6 x 12,7	9 x 1/2	22,8
76,2 x 12,7	3 x 1/2	7,6	228,6 x 19,0	9 x 3/4	34,2
76,2 x 15,9	3 x 5/8	9,5	228,6 x 25,4	9 x 1	45,5
			228,6 x 38,0	9 x 1 1/2	68,3
101,6 x 6,4	4 x 1/4	5,1			
101,6 x 9,5	4 x 3/8	7,6	254,0 x 6,4	10 x 1/4	12,7
101,6 x 12,7	4 x 1/2	10,1	254,0 x 12,7	10 x 1/2	25,3
101,6 x 15,9	4 x 5/8	12,7	254,0 x 19,0	10 x 3/4	38,0
101,6 x 19,1	4. x 3/4	15,2	254,0 x 25,4	10 x 1	50,6
			254,0 x 38,0	10 x 1 1/2	75,9
127,0 x 6,4	5 x 1/4	6,3	254,0 x 44,5	10 x 1 3/4	88,6
127,0 x 9,5	5 x 3/8	9,5			
127,0 x 12,7	5 x 1/2	12,7	304,8 x 6,4	12 x 1/4	15,2
127,0 x 19,0	5 x 3/4	19,0	304,8 x 12,7	12 x 1/2	30,4
			304,8 x 19,0	12 x 3/4	45,5
152,4 x 6,4	6 x 1/4	7,6	304,8 x 25,4	12 x 1	60,7
152,4 x 9,5	6 x 3/8	11,4			
152,4 x 12,7	6 x 1/2	15,2	304,8 x 38,0	12 x 1 1/2	91,1
152,4 x 19,0	6 x 3/4	22,8	304,8 x 50,8	12 x 2	121,4
152,4 x 25,4	6 x 1	30,4			

Catálogo CSN

Tabela C-28

Barras quadradas com cantos arrendodados

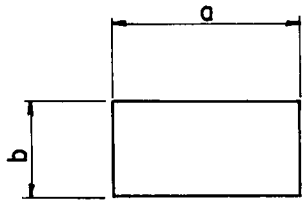


Tamanho do lado (a)		Massa M		r	Tamanho do lado (a)		Massa M		r
mm	pol.	kg/m	ℓb/pé	mm	mm	pol.	Kg/m	ℓb/pé	mm
50,8	2	19,8	13,3	8	101,6	4	79,3	53,3	16
54,0	2 1/8	22,4	15,1	8	104,8	4 1/8	84,4	56,7	16
57,2	2 1/4	25,2	16,9	8	108,0	4 1/4	89,7	60,3	16
60,3	2 3/8	28,1	18,9	8	111,1	4 3/8	95,2	63,9	16
63,5	2 1/2	31,0	20,8	10	114,3	4 1/2	100,0	67,2	19
66,7	2 5/8	34,3	23,0	10	117,5	4 5/8	105,8	71,1	19
69,9	2 3/4	37,7	25,3	10	120,7	4 3/4	111,7	75,1	19
73,0	2 7/8	41,2	27,7	10	123,8	4 7/8	117,8	79,2	19
76,2	3	44,7	30,0	11	127,0	5	121,0	81,3	28
79,4	3 1/8	48,6	32,6	11	130,2	5 1/8	127,4	85,6	28
82,6	3 1/4	52,6	35,4	11	133,4	5 1/4	134,0	90,0	28
85,7	3 3/8	56,8	38,2	11	136,5	5 3/8	140,7	94,5	28
88,9	3 1/2	60,9	40,9	13	139,7	5 1/2	147,6	99,2	28
92,1	3 5/8	65,4	44,0	13	142,9	5 5/8	154,6	103,9	28
95,3	3 3/4	70,1	47,1	13	146,1	5 3/4	161,8	108,7	28
98,4	3 7/8	74,9	50,3	13	152,4	6	176,6	118,7	28

Catálogo CSN

Tabela C-29

Chapas de piso simplesmente apoiadas nas quatro bordas



t = Espessura da chapa

q = Sobrecarga

Fb = 1.400 kgf/cm²

$$\overline{\Delta} = \frac{b}{150}$$

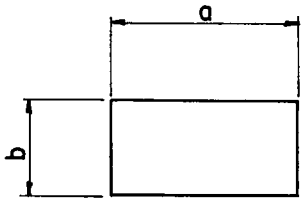
t cm	q kgf/m²	PAINEL cm	a / b												
			1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	3,0	acima de 3,0
(58,3 kg/m²) 0,63	200	a	145	150	156	163	168	176	182	190	198	205	214	300	∞
		b	145	136	130	125	120	117	114	112	110	108	107	100	98
	300	a	130	134	139	146	151	158	163	170	178	184	192	270	∞
		b	130	122	116	112	108	105	102	100	99	97	96	90	88
	400	a	120	124	128	134	140	146	150	156	164	169	176	249	∞
		b	120	113	107	103	100	97	94	92	91	89	88	83	81
	500	a	112	117	120	125	130	137	141	148	153	160	166	234	∞
		b	112	106	100	96	93	91	88	87	85	84	83	78	76
	750	a	99	102	107	111	115	120	125	131	135	141	146	207	∞
		b	99	93	89	85	82	80	78	77	75	74	73	69	67
	1000	a	91	94	97	101	105	110	114	119	124	129	134	189	∞
		b	91	85	81	78	75	73	71	70	69	68	67	63	61
	1250	a	84	88	91	95	98	102	107	111	115	120	124	174	∞
		b	84	80	76	73	70	68	67	65	64	63	62	58	57
(67,4 kg/m²) 0,8	400	a	150	156	162	169	176	183	190	199	205	215	222	315	∞
		b	150	142	135	130	126	122	119	117	114	113	111	105	102
	500	a	142	146	152	159	165	171	179	185	193	201	208	294	∞
		b	142	133	127	122	118	114	112	109	107	106	104	98	96
	750	a	125	130	134	140	146	152	158	165	171	179	184	261	∞
		b	125	118	112	108	104	101	99	97	95	94	92	87	85
	1000	a	115	119	124	129	133	140	144	151	157	163	170	237	∞
		b	115	108	103	99	95	93	90	89	87	86	85	79	78
	1250	a	107	111	115	120	125	129	134	141	146	152	158	222	∞
		b	107	101	96	92	89	86	84	83	81	80	79	74	73
	1500	a	101	105	109	113	118	123	128	133	139	143	148	210	∞
		b	101	95	91	87	84	82	80	78	77	75	74	70	68
	2000	a	92	96	100	103	108	111	117	121	126	131	136	192	∞
		b	92	87	83	79	77	74	73	71	70	69	68	64	62
(83,2 kg/m²) 0,95	750	a	148	154	160	166	172	180	187	194	202	211	218	309	∞
		b	148	140	133	128	123	120	117	114	112	111	109	103	101
	1000	a	136	141	146	152	158	165	171	179	185	192	200	282	∞
		b	136	128	122	117	113	110	107	105	103	101	100	94	92
	125	a	127	131	137	142	147	153	160	167	173	181	186	264	∞
		b	127	119	114	109	105	102	100	98	96	95	93	88	86
	1500	a	120	124	128	134	140	146	150	156	164	169	176	249	∞
		b	120	113	107	103	100	97	94	92	91	89	88	83	81
	2000	a	109	113	118	122	127	132	138	143	149	156	162	228	∞
		b	109	103	98	94	91	88	86	84	83	82	81	76	74
	2500	a	102	106	109	113	119	123	128	133	139	144	150	210	∞
		b	102	96	91	87	85	82	80	78	77	76	75	70	69
	3000	a	96	99	103	107	112	116	120	126	131	137	142	198	∞
		b	96	90	86	82	80	77	75	74	73	72	71	66	65

Nota: No cálculo do painel está incluído o peso próprio da chapa

Referência: Timoshenko and Krieger "Theory of Plates and Shells", 2nd ed., Mc Graw-Hill Book Company, 1959, Pag. 120.

Tabela C-29 - cont.

chapas de piso simplesmente apoiadas nas quatro bordas



t = Espessura da chapa
q = Sobrecarga
Fb = 1.400 kgf/cm²

$$\overline{\Delta} = \frac{b}{200}$$

t cm	q kgf /m²	PAINEL cm	a / b												
			1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	3,0	acima de 3,0
(58,3 kg/m²) 0,63	200	a	132	136	142	147	153	159	166	173	180	186	194	273	∞
		b	132	124	118	113	109	106	104	102	100	98	97	91	89
	300	a	118	122	127	133	137	143	149	155	162	167	174	246	∞
		b	118	111	106	102	98	95	93	91	90	88	87	82	80
	400	a	109	113	116	122	127	132	138	143	148	154	160	225	∞
		b	109	103	97	94	91	88	86	84	82	81	80	75	74
	500	a	102	106	109	114	119	123	128	134	138	144	150	213	∞
		b	102	96	91	88	85	82	80	79	77	76	75	71	69
	750	a	90	94	97	100	105	110	114	119	122	127	132	186	∞
		b	90	85	81	77	75	73	71	70	68	67	66	62	61
	1000	a	82	86	89	92	97	99	104	109	112	116	120	171	∞
		b	82	78	74	71	69	66	65	64	62	61	60	57	56
	1250	a	77	79	83	86	90	93	96	100	104	108	112	159	∞
		b	77	72	69	66	64	62	60	59	58	57	56	53	52
(67,4 kg/m²) 0,8	300	a	149	154	160	166	174	180	187	196	203	211	220	309	∞
		b	149	140	133	128	124	120	117	115	113	111	110	103	101
	400	a	137	142	148	153	160	167	173	180	187	194	202	285	∞
		b	137	129	123	118	114	111	108	106	104	102	101	95	93
	500	a	129	133	138	144	150	156	162	168	176	182	190	267	∞
		b	129	121	115	111	107	104	101	99	98	96	95	89	87
	750	a	114	118	122	127	133	138	144	150	155	162	168	237	∞
		b	114	107	102	98	95	92	90	88	86	85	84	79	77
	1000	a	104	108	112	117	122	126	131	136	142	148	154	216	∞
		b	104	98	93	90	87	84	82	80	79	78	77	72	71
	1250	a	97	101	104	109	113	117	123	128	133	139	144	201	∞
		b	97	92	87	84	81	78	77	75	74	73	72	67	66
	1500	a	92	95	98	103	106	111	115	121	126	131	136	192	∞
		b	92	86	82	79	76	74	72	71	70	69	68	64	62
(83,2 kg/m²) 0,95	500	a	150	157	163	170	176	185	192	199	207	215	224	315	∞
		b	150	143	136	131	126	123	120	117	115	113	112	105	103
	750	a	135	140	145	151	157	164	170	177	184	192	198	279	∞
		b	135	127	121	116	112	109	106	104	102	101	99	93	91
	1000	a	123	128	133	138	144	150	155	162	169	175	182	255	∞
		b	123	116	111	106	103	100	97	95	94	92	91	85	84
	1250	a	115	120	124	129	134	140	146	151	157	163	170	240	∞
		b	115	109	103	99	96	93	91	89	87	86	85	80	78
	1500	a	109	112	116	122	126	132	138	143	148	154	160	225	∞
		b	109	102	97	94	90	88	86	84	82	81	80	75	74
	2000	a	99	102	107	111	116	120	125	131	135	141	146	207	∞
		b	99	93	89	85	83	80	78	77	75	74	73	69	67
	2500	a	92	96	100	103	108	113	117	121	126	131	136	192	∞
		b	92	87	83	79	77	75	73	71	70	69	68	64	63

Nota: No cálculo do painel está incluído o peso próprio da chapa

Referência: Timoshenko and Kruger "Theory of Plates and Shells", 2nd ed., Mc Graw-Hill Book Company, 1959, Pag. 120.

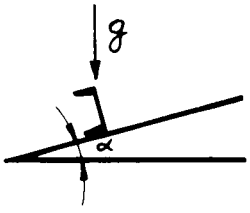
Tabela C-30

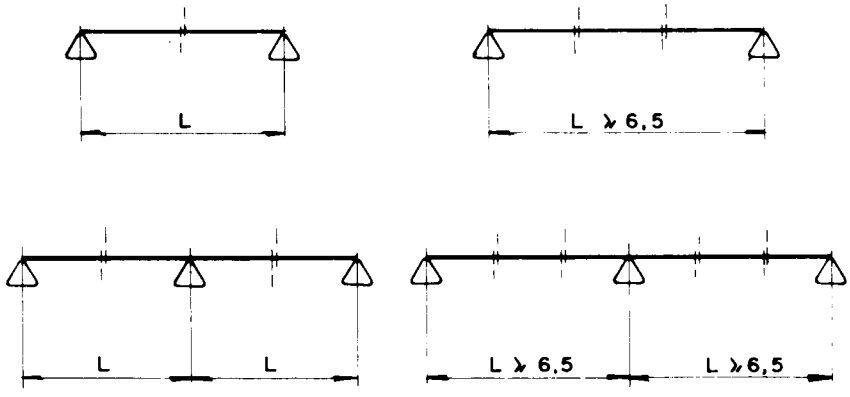
Tabela para uso de terças biapoiadas ou contínuas com [laminados

1 - Parâmetros

Aço ASTM A36 Fb ≤ 1,5 tf/cm² Δ x e Δ y ≤ L/200

S = Simplesmente apoiada C = Contínua



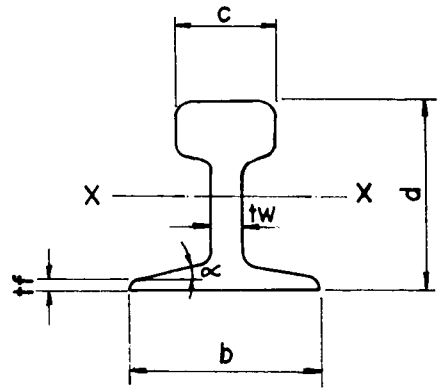


5° ≤ ∝ ≤ 15° Δx em cm

L (m)	q / Δ x	Carga admissível em kgf/m (q)									
		[76 x 6,11		[76 x 7,44		[102 x 8,0		[102 x 9,3		[152 x 12,2	
		S	C	S	C	S	C	S	C	S	C
4	q	88	120	98	134	172	200	188	220	360	430
	Δx	2,0	1,15	2,0	1,15	1,7	0,8	1,7	0,84	1,04	0,52
5	q	44	76	50	86	105	130	115	140	230	280
	Δx	2,5	1,8	2,5	1,8	2,5	1,3	2,5	1,3	1,63	0,83
6	q	26	53	29	59	60	90	65	96	159	190
	Δx	3,0	2,6	3,0	2,6	3,0	1,9	3,0	1,9	2,3	1,2
6,5	q	-	50	22	56	48	86	51	94	162	191
	Δx	-	3,3	3,2	3,3	3,2	2,5	3,2	2,5	3,2	1,62
7,0	q	-	-	-	-	-	-	-	-	130	165
	Δx	-	-	-	-	-	-	-	-	3,5	1,9
7,5	q	-	-	-	-	-	-	-	-	104	143
	Δx	-	-	-	-	-	-	-	-	3,75	2,2
8	q	-	-	-	-	-	-	-	-	86	126
	Δx	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0	2,5

Tabela C-31

Características dos trilhos

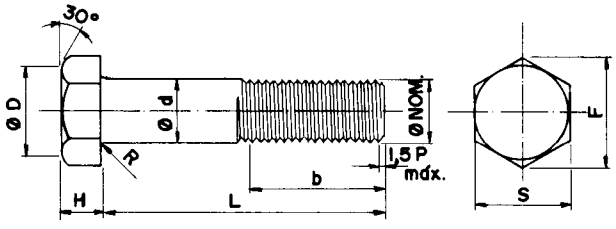


	Tipo	Medidas em mm						Área cm²	Massa kg/m	Características geométricas			Tensão	
		d	b	C	t_w	t_f	α	A	M	Ix cm⁴	Wxs cm³	rx cm	Fu kg/mm²	G Ideal mm
Nacionais	TR - 37	122	122	63	13,5	7,3	13º	47,3	37,10	951	149	4,5	68	194
	TR - 45	143	130	65	14,3	9,2	14º	56,9	44,64	1611	206	5,3	78	202
	TR - 50	152	136	68	14,3	10	14º	64,2	50,35	2040	247	5,6	88	208
	TR - 57	168	140	69	15,9	11,2	14º	72,3	56,76	2730	295	6,2	88	212
	TR - 68	186	152	75	17,5	11,1	14º	86,1	67,60	3950	392	7,1	88	224
	TR - 52	132	132	65	23,8	10,3	13º	65	51,00	1430	203	4,6	88	204
Americanos	ASCE-40	89	89	47	9,9	5,6	13º	25,4	20,0	272	60	3,3		160
	ASCE-60	108	108	61	12,3	7,0	13º	38,3	30,0	608	109	4,0		180
	ASCE-85	132	132	65	14,3	7,5	13º	53,7	42,2	1253	182	4,83		204
	BET-104	127	127	64	25,4	12,7	13º	66,5	52,2	1240	175	4,3		198
	BET-171	152	152	110	31,7	15,9	12º	108,4	85,1	3055	402	5,3		224
	USS-105	132	132	65	23,8	10,3	13º	65	51	1430	203	4,6		204
	AISE-135	146	132	87	31,7	11,9	13º	86	67,4	2106	282	5,0		204
	AISE-175	152	152	108	38,1	12,7	12º	110,3	86,6	2922	382	5,2		224
Alemães	A - 45	55	125	45	24	8	4º-50'	28,3	22,2	91	27,5	1,8	60	196
	A - 55	65	150	55	31	9	4º-46'	40,7	32	182	46,9	2,1	60	222
	A - 65	75	175	65	38	10	4º-43'	55,4	43,5	327	73,7	2,4	60	246
	A - 75	85	200	75	45	11	4º-34'	72,1	56,6	545	109	2,7	60	272
	A - 100	95	200	100	60	12	5º-9'	95,6	75,2	888	170	3,0	60	272
	A - 120	105	220	120	72	14	6º-51'	129	101,3	1420	249	3,3	60	292

Tabela C-32

Parafuso sextavado pesado	ANSI B 18.2.1

Os fios por polegada serão conforme as normas para aplicação



Rosca classe 2A

Nominal		1/2	5/8	3/4	7/8	1"	1.1/8	1.1/4	1.3/8	1.1/2	1.3/4	2"
fios por poleg.	UNC	13	11	10	9	8	7	7	6	6	5	4.1/2
	UN						8	8	8	8	8	8
Ød	mín.	12,52	15,67	18,82	22,00	25,15	28,29	31,47	34,62	37,79	44,14	50,49
	nom.	12,70	15,87	19,05	22,22	25,40	28,57	31,75	34,92	38,10	44,45	50,80
	máx.	13,08	16,31	19,51	22,73	25,96	29,18	32,44	35,66	38,89	45,34	51,80
S	mín.	21,59	26,18	30,78	35,40	40,00	44,60	49,22	53,82	58,42	67,61	76,83
	máx.	22,22	26,97	31,75	36,52	41,27	46,02	50,80	55,57	60,32	69,85	79,37
H	mín.	7,67	9,60	11,56	13,49	15,01	16,71	19,02	20,57	22,91	26,77	29,85
	máx.	9,25	11,28	13,31	15,34	17,78	19,81	22,25	23,88	26,31	30,38	35,25
F	mín.	24,61	29,84	35,12	40,36	45,61	50,85	56,10	61,36	66,59	77,08	87,60
	máx.	25,65	31,16	36,65	42,16	47,65	53,16	58,64	64,16	69,64	80,64	91,64
ØD	mín.	19,00	23,00	27,00	31,00	35,00	39,00	43,00	47,50	51,50	59,60	67,60
	máx.	22,20	26,90	31,70	36,50	41,20	46,00	50,80	55,50	60,30	69,80	79,30
R	mín.	0,25	0,51	0,51	0,51	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	1,02	1,02
	máx.	0,76	1,52	1,52	1,52	2,87	2,87	2,87	2,87	2,87	3,05	3,05
• b 1	mín.	31,80	38,10	44,50	50,80	57,20	63,50	69,90	76,20	82,60	95,30	108,00
	máx.	36,50	42,90	49,20	55,60	61,90	68,30	74,60	80,90	87,30	100,00	112,80
• b 2	mín.	38,10	44,50	50,80	57,20	63,50	69,80	76,20	82,60	88,90	101,60	114,30
	máx.	42,90	49,20	55,60	61,90	68,30	74,60	80,90	87,30	93,70	106,40	119,10
Tolerância para comp. "L"	acima 1" a 2.1/2	+ 1,0 - 1,5	+ 1,5 - 2,0		+ 2,0 - 2,5		± 3,0				± 4,5	
	acima 2.1/2 a 4"	+ 1,5 - 2,0	+ 2,0 - 2,5		+ 2,5 - 3,5		± 4,0				± 5,0	
	acima 4" a 6"	+ 2,0 - 2,5	± 2,5		+ 3,0 - 4,0		± 4,5				± 5,5	
	acima 6"	+ 3,0 - 4,5	+ 3,5 - 4,5		+ 4,0 - 5,0		± 5,5				± 6,0	

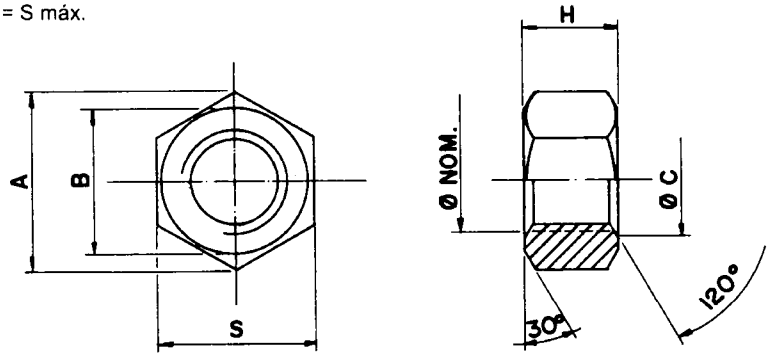
Comprimento L Pol.	mm	Peso em kg /100 pçs (aproximado)										
1.1/4	31,8	5,3	9,0									
1.1/2	38,1	5,8	9,8	15,4								
1.3/4	44,5	6,4	10,6	16,5	24,0			Os comprimentos acima da linha são com rôsca total				
2"	50,8	7,0	11,6	17,6	25,6	35,6						
2.1/4	57,2	7,6	12,5	19,0	27,2	37,7						
2.1/2	63,5	8,3	13,5	20,3	29,0	39,7	52	69				
2.3/4	69,9	8,8	14,4	21,7	31,0	42,5	55	72	86			
3"	76,2	9,5	15,4	23,1	32,6	44,6	58	75	90	114		
3.1/4	82,6	10,0	16,3	24,5	34,6	47,0	61	79	95	118	172	
3.1/2	88,9	10,6	17,2	25,8	36,2	49,7	64	83	100	125	179	245
3.3/4	95,3	11,3	18,2	27,2	37,8	52,0	67	87	105	130	186	255
4"	101,6	11,8	19,1	28,5	39,4	54,3	70	90	110	136	194	263
4.1/4	107,9	12,5	20,1	30,0	42,1	57,0	73	95	113	141	202	272
4.1/2	114,3	13,1	21,0	31,3	44,3	59,3	76	98	119	147	209	282
4.3/4	120,6	13,7	22,0	32,6	46,2	62,0	79	102	124	152	217	292
5"	127,0	14,3	22,8	34,0	48,0	64,2	82	106	129	158	224	302
5.1/4	133,3		23,7	35,5	49,8	66,5	85	109	133	164	232	312
5.1/2	139,7		24,7	36,8	51,7	69,2	89	113	138	170	240	323
5.3/4	146,0			38,2	53,5	71,5	91	118	143	175	246	332
6"	152,4			39,5	55,2	73,7	95	120	147	181	255	342
6.1/4	158,7				57,0	76,0	97	124	153	185	262	352

• b 1 - Para comprimento L até 6" inclusive
2 - Para comprimento L acima de 6"

Tabela C-33

Porca sextavada normal	ANSI B 18.2.2

Rosca classe 2B
B máx. = S máx.

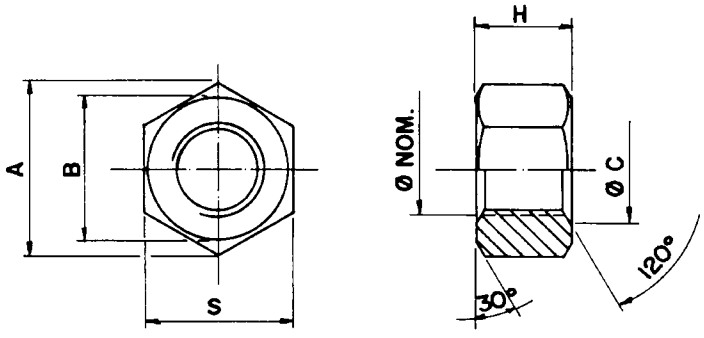


Ø nominal		S		H		A		B	C	Massa kg/100
		mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	
1/4	20 UNC / 28 UNF	10,87	11,11	5,39	5,74	12,4	12,8	10,4	7,1	0,34
5/16	18 UNC / 24 UNF	12,42	12,70	6,55	6,93	14,1	14,6	11,8	8,7	0,50
3/8	16 UNC / 24 UNF	14,00	14,27	8,13	8,56	16,0	16,5	13,3	10,3	0,73
7/16	14 UNC / 20 UNF	17,15	17,46	9,27	9,78	19,5	20,2	16,3	12,0	1,30
1/2	13 UNC / 20 UNF	18,70	19,05	10,85	11,38	21,3	22,0	17,8	13,7	1,70
9/16	12 UNC / 18 UNF	21,87	22,22	12,01	12,60	24,9	25,6	20,8	15,4	2,70
5/8	11 UNC / 18 UNF	23,42	23,81	13,59	14,20	26,7	27,5	22,2	17,0	3,40
3/4	10 UNC / 16 UNF	27,64	28,57	15,67	16,89	31,5	33,0	26,2	20,6	5,40
7/8	9 UNC / 14 UNF	32,23	33,32	18,39	19,71	36,7	38,5	30,6	24,0	8,60
1"	8 UNC / 12 UNF	36,83	38,10	21,11	22,53	42,0	44,0	35,0	27,5	12,8
1.1/8	7 UNC / 12 UNF	41,43	42,86	23,85	25,37	47,2	49,5	39,3	30,8	18,2
1.1/4	7 UNC / 12 UNF	46,03	47,62	26,16	27,79	52,5	55,0	43,6	34,3	24,6
1.3/8	6 UNC / 12 UNF	50,63	52,39	28,91	30,63	57,7	60,5	48,0	37,6	33,0
1.1/2	6 UNC / 12 UNF	55,25	57,15	31,62	33,45	63,0	66,0	52,5	41,1	43,0
1.3/4	5 UNC	64,47	66,67	37,08	39,12	73,5	77,0	61,1	48,0	75,0
2"	4.1/2 UNC	73,66	76,20	42,55	44,78	84,0	88,0	70,0	54,8	115,0

Catálogo Fibam

Tabela C-34

Porca sextavada pesada	ANSI B 18.2.2



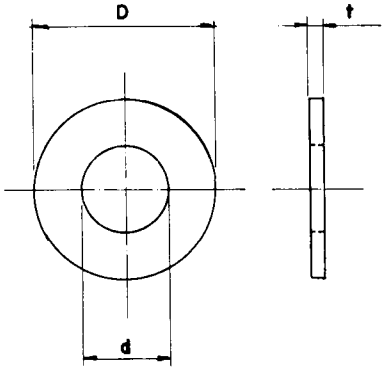
Rosca classe 2B
B máx. = S máx.

Ø nominal		S		H		A		B	C	Massa kg/100
		mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	
1/4	20 UNC	12,39	12,70	5,54	6,35	14,1	14,6	11,8	7,1	0,53
5/16	18 UNC	13,87	14,27	7,11	7,97	15,8	16,5	13,2	8,7	0,76
3/8	16 UNC	17,00	17,47	8,68	9,57	19,4	20,2	16,2	10,3	1,42
7/16	14 UNC	18,49	19,05	10,23	11,20	21,1	22,0	17,6	12,0	1,88
1/2	13 UNC	21,59	22,22	11,78	12,80	24,6	25,6	20,5	13,7	2,98
9/16	12 UNC	23,09	23,82	13,36	14,43	26,3	27,5	21,9	15,4	3,69
5/8	11 UNC	26,18	26,97	14,91	16,02	29,9	31,2	24,9	17,1	5,39
3/4	10 UNC	30,78	31,75	18,03	19,25	35,1	36,6	29,3	20,6	8,74
7/8	9 UNC	35,40	36,52	21,16	22,48	40,4	42,2	33,6	24,0	13,45
1"	8 UNC	40,00	41,27	24,26	25,70	45,6	47,6	38,0	27,4	19,25
1.1/8	7 UNC / 8 UNF	44,50	46,02	27,40	28,93	50,9	53,2	42,4	30,9	26,82
1.1/4	7 UNC / 8 UNF	49,22	50,80	30,15	31,77	56,1	58,6	46,8	34,3	35,60
1.3/8	6 UNC / 8 UNF	53,82	55,57	33,27	35,00	61,4	64,2	51,1	37,7	46,21
1.1/2	6 UNC / 8 UNF	58,42	60,32	36,40	36,22	66,6	69,6	55,5	41,1	59,34
1.5/8	8 UNC	63,01	65,07	39,52	41,45	71,8	75,1	59,9	44,6	73,39
1.3/4	5 UNC / 8 UNF	67,61	69,85	42,65	44,67	77,1	80,6	64,2	48,0	92,41
1.7/8	8 UNC	72,24	74,62	45,77	47,90	82,4	86,1	68,6	51,4	109,2
2"	4.½ UNC / 8 UNF	76,83	79,37	48,89	51,13	87,6	91,6	73,0	54,9	135,5
2.1/4	4 UNC / 8 UNF	86,06	88,90	54,74	57,17	98,1	102,6	81,8	61,7	189,8
2.1/2	4 UNC / 8 UNF	95,25	98,42	60,98	63,62	108,6	113,6	90,5	68,6	255,5
2.3/4	4 UNC / 8 UNF	104,44	108,95	67,23	70,08	119,1	124,8	99,2	75,4	334,3
3"	4 UNC / 8 UNF	113,86	117,47	73,48	76,53	129,8	135,8	108,0	82,3	430,4
3.1/4	4 UNC / 8 UNF	122,88	127,00	79,35	82,80	140,1	146,8	116,7	89,1	541
3.1/2	4 UNC / 8 UNF	132,88	136,52	85,80	89,05	150,6	157,7	125,5	96,0	691
3.3/4	4 UNC / 8 UNF	141,27	146,05	91,85	95,50	161,1	168,8	134,2	109,9	821
4"	4 UNC / 8 UNF	150,49	155,57	98,10	101,95	171,6	179,6	143,0	109,7	988

Tabela C-35

Arruela circular para estruturas metálicas

ASTM A325, A490 e conforme Manual of American Institute of Steel Constructions

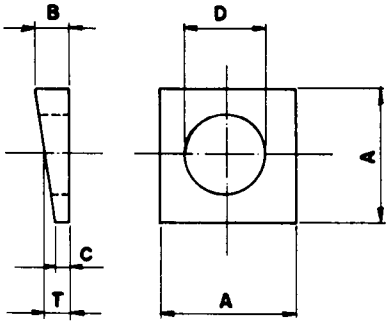


ø nominal	ø D		ø d		t		Massa kg/100
	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	
1/2"	26,2	33,3	13,50	14,30	2,5	4,5	1,50
5/8"	32,5	39,6	16,70	17,50	3,1	4,5	2,40
3/4"	36,5	43,6	20,65	21,40	3,1	4,5	2,70
7/8"	43,6	50,7	23,80	24,60	3,5	4,5	4,00
1"	50,0	57,1	27,0	27,80	3,5	4,5	5,30
1.1/8"	56,4	63,4	31,80	32,60	3,5	4,5	6,30
1.1/4"	62,7	69,8	34,90	35,70	3,5	4,5	7,80
1.3/8"	69,1	76,1	38,10	38,90	3,5	4,5	9,40
1.1/2"	75,4	82,5	41,30	42,10	3,5	4,5	11,1

Material: Aço 1045
Temperado com 38.45 Rc

Tabela C-36

Arruela quadrada para perfis **Tipo A**	ANSI B27.4



ø nominal	A		B		C		T	D		Massa kg/100
	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	nom.	mín.	máx.	
1/2	31,00	32,50	7,90	9,40	2,3	3,8	5,85	13,5	15,0	3,90
5/8	37,40	38,80	8,90	10,40	2,3	3,8	6,35	16,8	18,3	6,10
3/4	37,40	38,80	10,40	11,90	4,1	5,6	7,85	19,8	21,3	7,10
7/8	50,10	51,50	13,50	15,00	4,8	6,3	9,90	23,1	24,6	16,7
1"	50,10	51,50	13,50	15,00	4,8	6,3	9,90	26,2	27,7	15,7
1.1/8	56,40	57,90	15,00	16,50	5,6	7,1	11,15	31,0	32,5	21,6
1.1/4	56,40	57,90	17,60	19,00	7,1	8,6	13,20	34,3	35,8	23,6
1.3/8	89,10	70,50	19,10	20,50	7,1	8,6	14,00	37,4	38,8	38,1
1.1/2	75,50	77,00	19,80	21,30	7,1	8,6	14,20	40,4	42,0	50,0

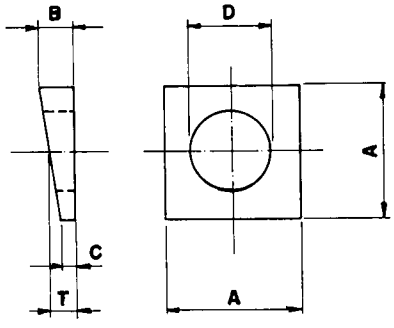
Material: 1010 (maleável)

Catálogo Fibam

Tabela C-37

Arruela quadrada para perfis
Tipo B

ANSI B27.4, e conforme Manual of American Institute of Steel Constructions



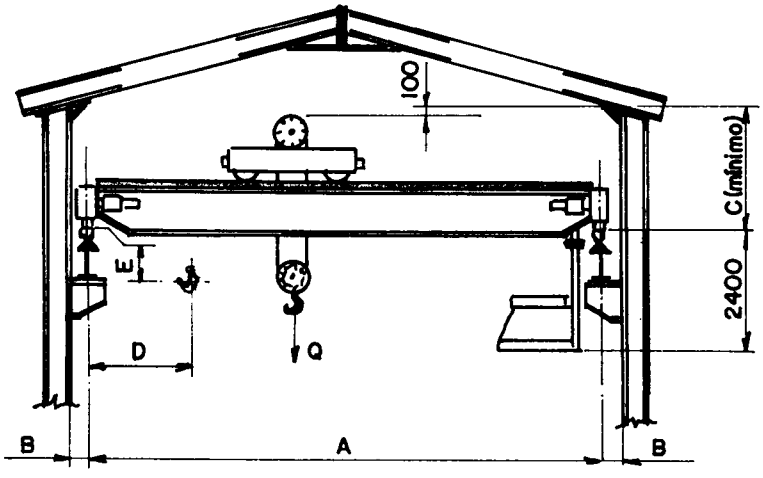
ø nominal	A		B		C		T	D		Massa kg/100
	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	nom.	mín.	máx.	
1/2	43,7	45,2	10,70	11,90	3,55	4,55	7,85	13,20	14,20	10,9
5/8	43,7	45,2	10,70	11,90	3,55	4,55	7,85	16,50	17,50	10,4
3/4	43,7	45,2	10,70	11,90	3,55	4,55	7,85	20,30	21,30	9,80
7/8	43,7	45,2	10,70	11,90	3,55	4,55	7,85	23,60	24,60	9,10
1"	43,7	45,2	10,70	11,90	3,55	4,55	7,85	26,70	27,70	8,30
1.1/8	56,4	57,9	11,95	13,20	2,55	3,55	7,85	31,50	32,50	15,0
1.1/4	56,4	57,9	11,95	13,20	2,55	3,55	7,85	34,70	35,80	14,0
1.3/8	56,4	57,9	11,95	13,20	2,55	3,55	7,85	37,75	38,85	12,9
1.1/2	56,4	57,9	11,95	13,20	2,55	3,55	7,85	40,90	41,90	11,7

Material: 1045
Temperada com 38-45 Rc

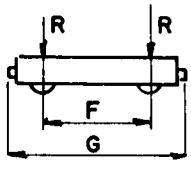
Catálogo Fibam

Tabela C-38

Pontes rolantes para uso didático



TRILHO TR-37

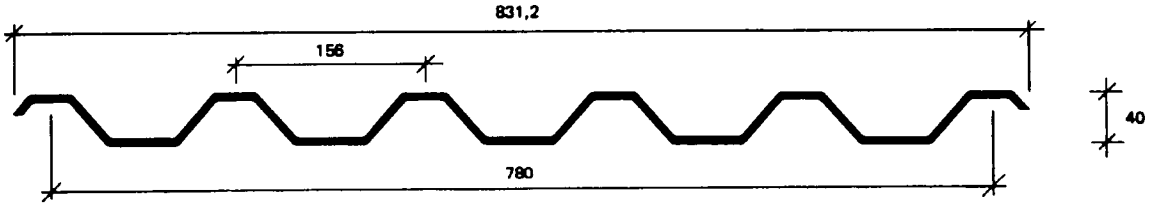


D = Aproximação máxima = 1000 mm
E = 400 mm

Capacidade máxima Q	Vão A	Folga mínima B	Altura mínima C	F	G	Peso trole	Peso ponte	Carga roda R
tf	m	mm	mm	mm	mm	tf	tf	tf
5	< 14	180	1300	3000	4000	1,7	5,0	4,5
	14-18	180	1300	3000	4000	1,7	8,0	5,6
	18-24	200	1300	3000	4000	1,7	12,0	6,7
8	< 14	180	1300	3200	4200	2,6	7,0	5,6
	14-18	200	1300	3200	4200	2,6	11,0	7,1
	18-24	200	1300	3200	4200	2,6	15,0	8,1
10	< 14	200	1400	3400	4400	2,8	8,0	6,7
	14-18	200	1400	3400	4400	2,8	13,0	8,0
	18-24	200	1400	3400	4400	2,8	17,0	9,2
12	< 14	200	1500	3600	4600	2,8	9,0	7,8
	14-18	220	1500	3600	4600	2,8	13,0	9,2
	18-24	240	1500	3600	4600	2,8	19,0	10,6
16	< 14	240	1600	3800	4900	3,0	10,0	9,3
	14-18	260	1600	3800	4900	3,0	14,0	11,0
	18-24	260	1600	3800	4900	3,0	20,0	13,0

Obs.: Esta tabela é apenas didática. O profissional deve trabalhar com as informações do fornecedor da ponte

Tabela C-39 - PK-40/780 - Chapa de aço zincada



1.1.1. Comprimento

As telhas Perkrom são fabricadas nos comprimentos necessários, até um máximo de 12 m.

1.1.2. Peso próprio

A tabela abaixo apresenta o peso próprio em kg/m e kg/m², segundo a espessura em mm das telhas Perkrom.

Peso próprio							
Espessura (mm)	0,35	0,43	0,50	0,65	0,80	0,95	1,25
kg/m	2,80	3,44	4,00	5,20	6,40	7,60	10,00
kg/m²	3,59	4,41	5,13	6,67	8,21	9,74	12,82

1.1.3. Sobrecarga admissível

Na determinação da sobrecarga admissível das telhas Perkrom PK-40/780, considerando-se esta sobrecarga como uniformemente distribuída, as variáveis determinantes consideradas são a tensão admissível do aço ($\bar{\sigma}$) e a flecha máxima admissível.

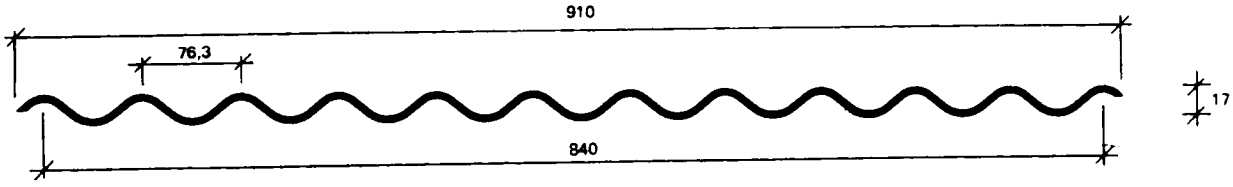
Assim, na tabela abaixo, é dada a sobrecarga que para um determinado vão (1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; e 4,0 m) provoca um efeito de flecha igual a $\ell/125$ ou $\ell/200$ e ainda, em função do momento fletor, a sobrecarga que provoca uma tensão máxima na chapa de 1.400 Kg/cm², para a telha Perkrom apoiada em 2, 3 ou 4 pontos.

Desta forma, numa determinada espessura de chapa, a sobrecarga máxima admissível para a telha Perkrom PK-40/780 será a menor das sobrecargas indicadas, seja a da linha relativa à limitação por flecha ($\ell/125$ ou $\ell/200$), seja a da linha relativa à limitação por tensão ($\bar{\sigma}$). Ressalte-se que, qualquer que seja a flecha máxima admissível escolhida, seja ela uma das duas relações de flecha apresentadas ou outra qualquer, a sobrecarga limite deve ser, no máximo, igual ou menor que a sobrecarga determinada pela tensão admissível ($\bar{\sigma}$).

Tabela de sobrecarga (kg/m²), limitada em função de flecha ou tensão

Distância entre apoios	Espessura de chapa (mm)		0,35			0,43			0,50			0,65			0,80			0,95			1,25		
	Número de apoios		2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
1,00 m	Flecha	1/125	1140	2730	2155	1440	3460	2730	1710	4095	3320	2275	5460	4310	2845	6825	5385	3415	8190	6465	4555	10920	8620
		1/200	710	1705	1345	900	2160	1705	1665	2555	2020	1420	3410	2690	1775	4260	3365	2130	5115	4035	2840	6820	5380
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		420	590	655	530	750	830	625	885	980	835	1180	1310	1045	1475	1640	1255	1770	1965	1675	2365	2620
1,50 m	Flecha	1/125	755	1820	1435	960	2305	1820	1135	2730	2155	1515	3640	2870	1895	4545	3590	2275	5455	4305	3030	7275	5740
		1/200	470	1135	895	600	1440	1135	710	1705	1345	945	2270	1790	1180	2840	2240	1420	3405	2690	1890	4540	3585
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		185	260	290	230	330	265	275	390	435	370	520	580	460	650	725	555	780	870	735	1045	1160
2,00 m	Flecha	1/125	140	340	265	175	430	335	210	505	400	280	675	530	350	845	665	420	1015	800	560	1355	1065
		1/200	85	210	165	110	265	210	130	315	245	170	420	330	215	525	415	260	630	495	345	840	660
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		100	145	160	130	185	205	155	215	240	200	290	320	255	365	405	305	435	485	415	580	645
2,50 m	Flecha	1/125	70	170	135	90	215	170	105	255	200	140	345	270	175	430	335	210	515	405	280	685	540
		1/200	40	105	80	50	135	105	65	160	125	85	210	165	105	265	205	130	320	250	170	425	335
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		65	90	100	80	115	130	95	135	155	130	180	210	160	230	255	195	275	305	255	370	410
3,00 m	Flecha	1/125	40	95	75	50	125	95	60	145	115	80	195	155	95	245	190	115	295	230	155	390	305
		1/200	25	60	45	30	75	60	35	90	70	45	120	95	60	150	115	70	180	140	95	240	185
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		40	60	70	55	80	90	65	95	105	85	125	140	110	155	175	130	190	210	175	250	280
3,50 m	Flecha	1/125	25	60	45	30	75	60	35	90	70	45	120	95	60	150	115	70	180	140	95	240	190
		1/200	15	35	25	15	45	35	20	55	40	25	75	55	35	90	70	40	110	85	50	145	115
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		30	45	50	40	55	65	45	65	75	60	90	100	80	115	125	95	135	150	125	180	200
4,00 m	Flecha	1/125	15	10	30	20	50	35	20	60	45	30	80	60	35	100	75	45	120	90	60	160	120
		1/200	10	25	15	10	30	20	10	35	25	15	45	35	20	60	45	25	70	55	30	95	70
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		20	25	35	20	40	45	35	50	55	45	65	75	55	85	95	70	100	115	90	135	150

Tabela C-40 - PK-17/840 - Chapa de aço zincada



1.4.1. Comprimento

As telhas Perkrom são fabricadas nos comprimentos necessários, até um máximo de 12 m.

1.4.2. Peso próprio

A tabela abaixo apresenta o peso próprio em kg/m e kg/m², segundo a espessura em mm das telhas Perkrom.

Peso próprio							
Espessura (mm)	0,35	0,43	0,50	0,65	0,80	0,95	1,25
kg/m	2,80	3,44	4,00	5,20	6,40	7,60	10,00
kg/m²	3,33	4,09	4,76	6,19	7,62	9,05	11,90

1.4.3. Sobrecarga admissível

Na determinação da sobrecarga admissível das telhas Perkrom PK-17/840, considerando-se esta sobrecarga como uniformemente distribuída, as variáveis determinantes consideradas são a tensão admissível do aço ($\bar{\sigma}$) e a flecha máxima admissível.

Assim, na tabela abaixo, é dada a sobrecarga que para um determinado vão (1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; e 4,0 m) provoca um efeito de flecha igual a ℓ/125 ou ℓ/200 e ainda, em função do momento fletor, a sobrecarga que provoca uma tensão máxima na chapa de 1.400 kg/cm², para a telha Perkrom apoiada em 2, 3 ou 4 pontos.

Desta forma, numa determinada espessura de chapa, a sobrecarga máxima admissível para a telha Perkrom PK-17/840 será a menor das sobrecargas indicadas, seja a da linha relativa à limitação por flecha (ℓ/125 ou ℓ/200), seja a da linha relativa à limitação por tensão ($\bar{\sigma}$). Ressalte-se que, qualquer que seja a flecha máxima admissível escolhida, seja ela uma das duas relações de flecha apresentadas ou outra qualquer, a sobrecarga limite deve ser, no máximo, igual ou menor que a sobrecarga determinada pela tensão admissível ($\bar{\sigma}$).

Tabela de sobrecarga (kg/m²), limitada em função de flecha ou tensão

Distância entre apoios	Espessura de chapa (mm)		0,35			0,43			0,50			0,65			0,80			0,95			1,25		
	Número de apoios		2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
1,00 m	Flecha	1/125	185	450	350	235	510	445	280	670	530	370	895	705	465	1125	885	555	1350	1000	745	1800	1430
		1/200	115	280	220	145	355	280	170	420	330	230	560	440	290	700	550	345	540	660	360	1120	880
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		185	185	230	230	230	290	270	270	340	360	360	450	400	400	560	530	540	665	700	700	875
1,50 m	Flecha	1/125	50	130	100	65	165	130	80	195	150	105	260	205	130	325	255	160	395	310	210	525	410
		1/200	30	80	60	40	100	80	45	120	95	65	160	125	80	200	160	95	240	190	130	330	250
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		80	80	100	100	100	125	120	120	150	155	155	195	195	245	230	230	290	290	300	300	380
2,00 m	Flecha	1/125	20	55	40	25	65	50	30	80	60	40	105	85	50	135	105	60	160	125	80	215	165
		1/200	10	30	25	15	40	30	15	45	35	25	65	50	30	80	60	35	95	75	45	130	100
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		45	45	55	55	55	70	65	65	80	85	85	110	105	105	135	125	125	160	165	165	210
2,50 m	Flecha	1/125	10	25	20	10	30	25	15	40	30	20	50	40	20	65	50	25	75	60	35	100	80
		1/200	5	15	10	5	15	15	5	20	15	10	30	20	10	35	30	15	45	35	20	60	45
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		25	25	35	30	30	40	40	40	50	50	50	65	65	65	80	75	75	100	100	100	130
3,00 m	Flecha	1/125	5	15	10	5	15	10	5	20	15	10	25	20	10	35	25	10	40	30	15	55	40
		1/200	-	5	5	-	10	5	-	10	5	-	15	10	5	20	15	5	20	15	5	30	20
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		15	15	20	20	20	30	25	25	35	35	35	45	40	40	55	50	95	65	65	65	85
3,50 m	Flecha	1/125	-	5	5	-	10	5	-	10	5	-	15	10	-	15	15	5	20	15	5	30	20
		1/200	-	5	-	-	5	-	-	5	-	-	5	5	-	10	5	-	10	5	-	15	10
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		10	10	15	15	15	20	15	15	25	20	20	30	30	30	40	35	35	45	45	45	60
4,00 m	Flecha	1/125	-	5	-	-	5	-	-	5	-	-	-	10	5	-	10	5	10	-	5	15	10
		1/200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	5	-	-	5	-
	$\bar{\sigma}$ = 1.400 kg/cm²		10	10	10	10	10	15	10	10	15	15	15	20	20	20	30	25	25	30	30	30	40

D

Apêndice

OBRA : Edifício para Oficina e Depósito

CLIENTE : Editora PINI

LOCAL : Volta Redonda

1 – CARACTERÍSTICAS

- Vão entre Eixos de Colunas : 20m
- Comprimento : 48m
- Altura : 9m
- Altura do topo do Trilho : 7,122m (Pg.27)
- Espaçamento entre Colunas : 6m
- Capacidade da Ponte Rolante : 10tf
- Cobertura em Chapa Zincada Trapezoidal
- Tapamentos Frontais : Alvenaria até 1,5m e o restante em Chapa Zincada Trapezoidal.
- Tapamentos Laterais : Alvenaria até 1,5m; 5m superiores em Chapa Zincada Trapezoidal, e o restante inclusive Veneziana em Chapa Translucida Trapezoidal.
- Portas: O Edifício possui 2 portas, sendo uma em cada fachada com 4m de largura por 5m de altura.

2 – SISTEMA ESTRUTURAL

- TRANSVERSAL – Formado por Pórticos bi–engastados em alma cheia.
- LONGITUDINAL – Pela colocação de ContraVentamentos Verticais e Horizontais.

3 – ESPECIFICAÇÕES

Toda a estrutura será em aço ASTM A36, exceto Chumbadores e tirantes em SAE 1020, Terças e Vigas de Tapamento em CF24 ou A570–G33

Aço	Fu tf/cm²	Fy tf/cm²	Ft e Fb= tf/cm²	Fv<0,4Fy tf/cm²
ASTM A36	≥ 4,0	≥ 2,50	≤ 1,50	≤ 1,0
SAE 1020	≥ 3,87	≥ 2,40	≤ 1,20	≤ 0,90
CF–24, A570–G33	≥ 3,80	≥ 2,35	≤ 1,41	≤ 0,90

Solda – Eletrodo E–70XX – Fu= 70Ksi= 4,92tf/cm²

Parafusos – Ligações principais ASTM A325–F

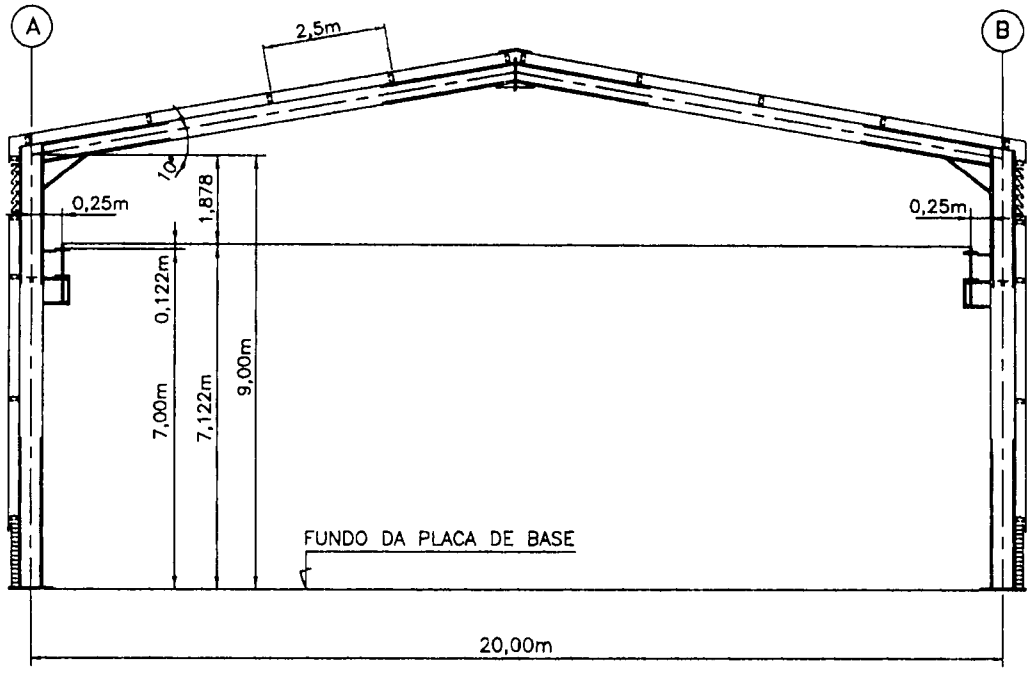
Ligações secundárias ASTM A307

4 – NORMAS ADOTADAS

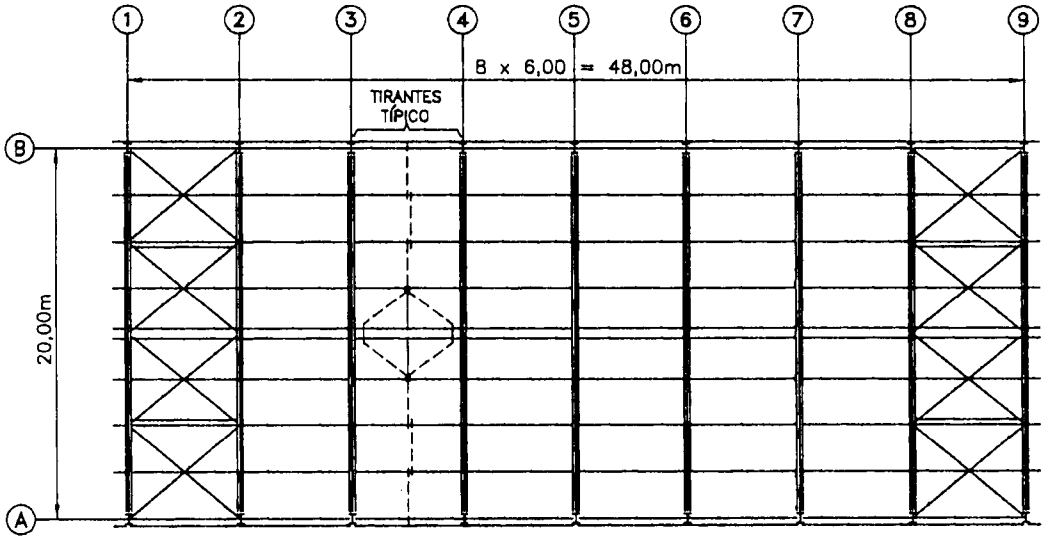
AISC – ASD 9ª/89 – Norma para Cálculo (Resumo Anexo A)

AWS D1.1/96 – Norma para solda (Resumo Cap. 3)

NBR 6123/88 – Norma de Vento (Resumo Cap. 5)



SECÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA



PLANO DE COBERTURA

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	INTRODUÇÃO	ILDONY	3/97
		FOLHA	2 DE 42

5 — CARGAS ADOTADAS

5.1 — CARGA PERMANENTE (CP)

A ser estimada para cada parte da estrutura

5.2 — CARGA ACIDENTAL (CA)

Na Cobertura 15Kgf/m² (Cap. 5 item 5.3)
Nas terças 15Kgf/m² ou uma carga concentrada de 100Kgf no centro

5.3 — VENTO

De acordo com NBR-6123/88 (Cap. 5)

1 — **VELOCIDADE BÁSICA** : Vo= 35m/s (Fig. 5.7)

2 — **FATOR TOPOGRÁFICO** : S_1 = 1 Terreno Plano (Tab. 5.6)

3 — **FATOR DE RUGOSIDADE** : S_2 = (Tab. 5.7)

CATEGORIA IV (Adotada) — Classe B — Maior dimensão a= 48 > 20 e < 50

Altura acima do terreno

H		S_2
<5m	—	0,76
10m	—	0,83
11m	—	0,84

4 — **FATOR ESTATÍSTICO** : S_3 = 0,95 (Tab. 5.8)

5 — **VELOCIDADE CARACTERÍSTICA**

$Vk = Vo \times S_1 \times S_2 \times S_3$

$Vk_1 = 35 \times 1 \times 0,76 \times 0,95 = 25,27 m/s$

$Vk_2 = 35 \times 1 \times 0,83 \times 0,95 = 27,60 m/s$

$Vk_3 = 35 \times 1 \times 0,84 \times 0,95 = 27,93 m/s$

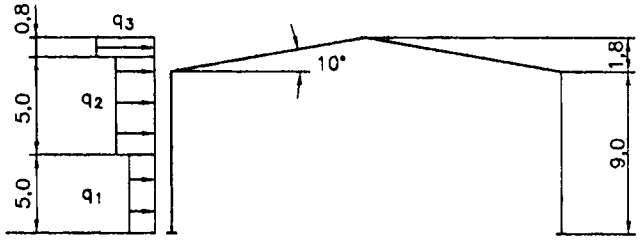
6 — **PRESSÃO DINÂMICA**

$qk = Vk^2/16$ (Kgf/m²)

$q_1 = 25,27^2/16 = 39,91 Kgf/m^2$

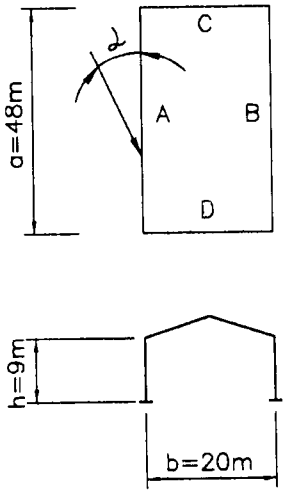
$q_2 = 27,60^2/16 = 47,61 Kgf/m^2$

$q_3 = 27,93^2/16 = 48,76 Kgf/m^2$



FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS — 94001	PREP.	DATA
	CARGAS DE VENTO	ILDONY	3/97
		FOLHA	3 DE 42

7 – COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS PARA PAREDES LATERAIS (TAB. 5.9)



– ALTURA RELATIVA = h/b = 9/20 = 0,45 < 1/2

– PROPORÇÃO EM PLANTA = a/b = 48/20 = 2,4

2 < 2,4 < 4

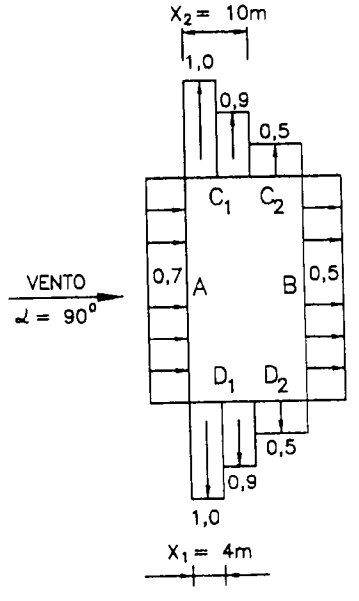
VALORES DE Ce PARA					Cpe Médio
α	A_1-B_1	A_2-B_2	C	D	
0°	−0,8	−0,4	0,7	−0,3	−1,0
α	A	B	C_1, D_1	C_2, D_2	
90°	0,7	−0,5	−0,9	−0,5	−1,0

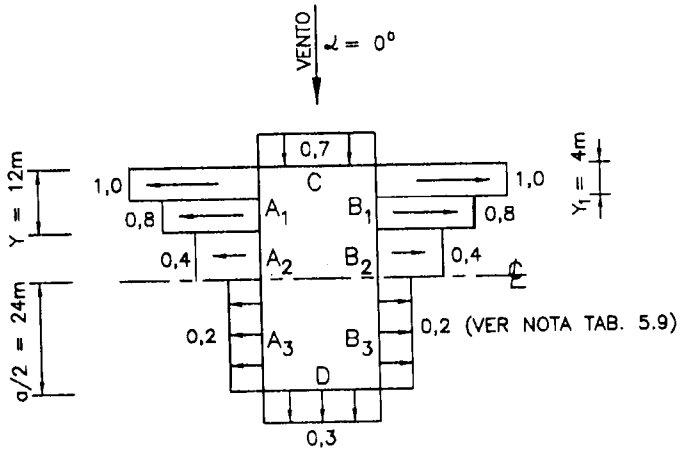
$Y_1 = X_1 = 0{,}2b$ OU h → O MENOR = 4m

$X_2 = 0{,}5b$ OU 2h → O MENOR = 10m

Y = a/4 OU b/3 → O MAIOR ⩽ 2h

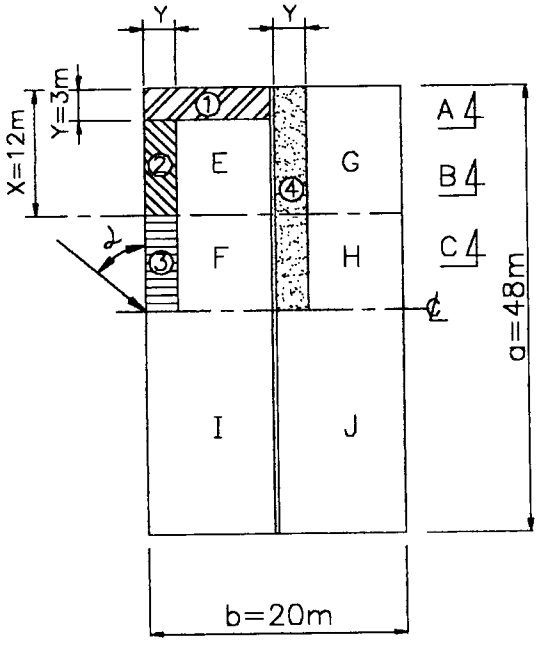
Y = 12m





FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	COEFICIENTES DE PRESSÃO PAREDES LATERAIS	ILDONY	3/97
		FOLHA	4 DE 42

COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS PARA O TELHADO (TAB. 5.10)



X = b/3 OU a/4 O MAIOR ≤ 2h
X = 20/3 = 6,67
X = 48/4 = 12m

Y = h OU 0,15b O MENOR
Y = 9
Y = 0,15 x 20 = 3m

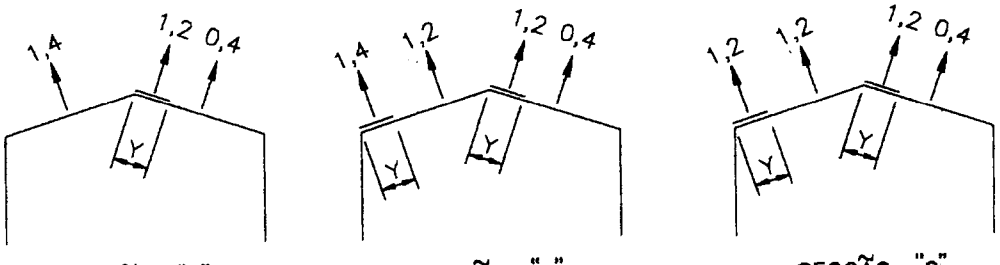
ALTURA RELATIVA

$\frac{h}{b} = \frac{9}{20} = 0,45 < \frac{1}{2}$

$\theta = 10^{\circ}$

θ	Ce				Cpe Médio			
	α = 90°		α = 0°		AÇÕES LOCALIZADAS			
	E–F	G–H	E–G	F–H	1	2	3	4
10°	−1,2	−0,4	−0,8	−0,6	−1,4	−1,4	*	−1,2

(*) Para α=90° Cpe=−1,2 e Para α=0° Cpe=−0,6



SECÇÃO "A" SECÇÃO "B" SECÇÃO "C"

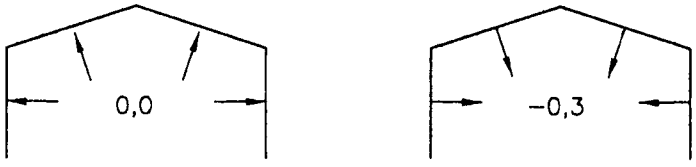
VENTO α = 90°

PARA CÁLCULO DAS CHAPAS DE COBERTURA, TERÇAS E FIXAÇÕES, USAREMOS A SECÇÃO "B" CONFORME NBR-6123.

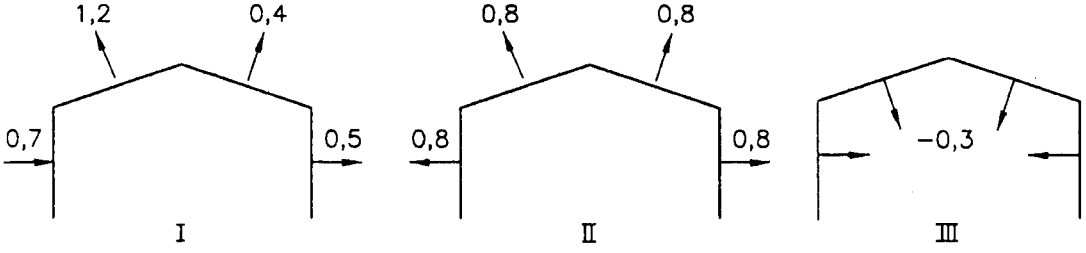
FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	COEF. DE PRESSÃO EXTERNOS PARA TELHADO	ILDONY	10/97
		FOLHA	5 DE 42

9 – COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA DE ACORDO COM A NBR-6123 ITEM 5.5.2.2b

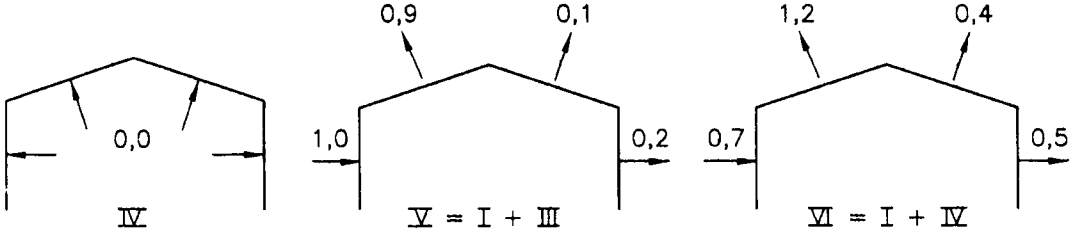
TEMOS Cpi=−0,3 ou +0, o mais nocivo.



10 – COEFICIENTE PARA CÁLCULO DOS PÓRTICOS



Cpe → α = 90° Cpe → α = 0° Cpi

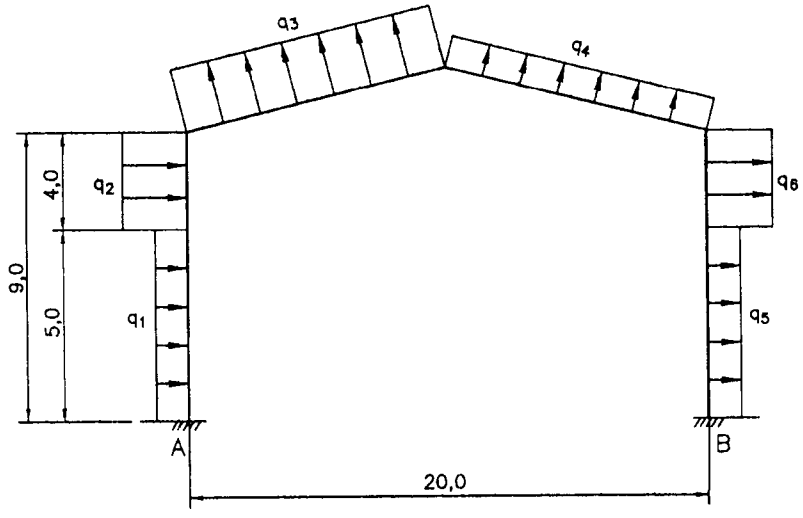


Cpi

PARA COMBINAÇÃO COM AS DEMAIS CARGAS, USAREMOS APENAS OS CARREGAMENTOS COMBINADOS V e VI

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	COEF. PRESSÃO INTERNA E SOMATÓRIO	ILDONY	3/97
		FOLHA	6 DE 42

11 – CARGAS DE VENTO EM CADA PÓRTICO



d= Espaçamento entre Pórticos
qn = d(m) x g (kgf/m^2) x coef.

d x q	COEF. V	COEF. VI
q_1 = 6 x 39,91	1,0 = 239 Kgf/m	0,7 = 167 Kgf/m
q_2 = 6 x 47,61	1,0 = 286 Kgf/m	0,7 = 200 Kgf/m
q_3 = 6 x 48,76	0,9 = 263 Kgf/m	1,2 = 351 Kgf/m
q_4 = 6 x 48,76	0,1 = 29 Kgf/m	0,4 = 117 Kgf/m
q_5 = 6 x 39,91	0,2 = 48 Kgf/m	0,5 = 120 Kgf/m
q_6 = 6 x 47,61	0,2 = 57 Kgf/m	0,5 = 143 Kgf/m

12 – CARGAS SIMPLIFICADAS NAS COLUNAS PARA CÁLCULO DOS PÓRTICOS

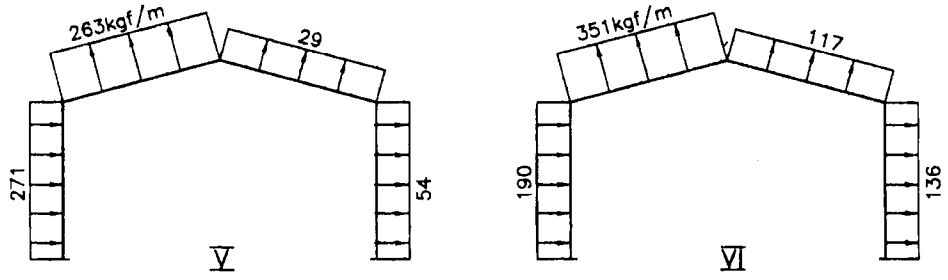
V

MOM. (A) = 239 x 5 x 2,5 + 286 x 4 x 7 = 10995Kgfm
M = ql² /2 ∴ q = 10995 x 2/9² = 271Kgf/m

MOM. (B) = 48 x 5 x 2,5 + 57 x 4 x 7 = 2196Kgfm
g = 2196 x 2/9² = 54Kgf/m

$$\text{VI}\begin{cases} \text{MOM.(A)} = 167 \times 5 \times 2{,}5 + 200 \times 4 \times 7 = 7687\text{Kgfm} \\ q = 7687 \times 2/9^2 = 190 \text{ Kgf/m} \\ \text{MOM.(B)} = 120 \times 5 \times 2{,}5 + 143 \times 4 \times 7 = 5504\text{Kgfm} \\ q = 5504 \times 2/9^2 = 136 \text{ Kgf/m} \end{cases}$$

OBS. Dependendo do tipo de programa de cálculo por computador, não há necessidade desta simplificação.

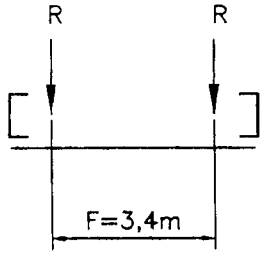


Diagramas finais de carga do vento a serem combinados com os demais.

5.4 – EFEITOS DE PONTE ROLANTE

1 –DADOS:

- Dados da ponte rolante (TAB. C–38)
- Cabine suspensa – Fabricante .....
- Capacidade (carga içada) : 10tf
- vão (distância entre trilhos) : 19m
- Peso do trole : 2,8 tf
- Peso total : 17,0tf
- Pmax por roda: 9,2tf
- Pmin por roda: 40% x 9,2 = 3,7tf
- Impacto vetical α = 25%
- Fadiga: Condições de carregamento 2 de 100.000 a 500.000 ciclos.



2 – FORÇA HORIZONTAL TRANSVERSAL (H_T) (Item 5.4.1.3)

H_T = 10%(Cl + Trole) = 10%(10 + 2,8) = 1,28tf/2 rodas = ± 0,64tf

H_T = 5%(Cl + Ptotal) = 5%(10 + 17) = 1,35tf/2 rodas = ± 0,68tf

H_T = 15%(Cl) = 15% x 10 = 1,50tf/2 rodas = ± 0,75tf

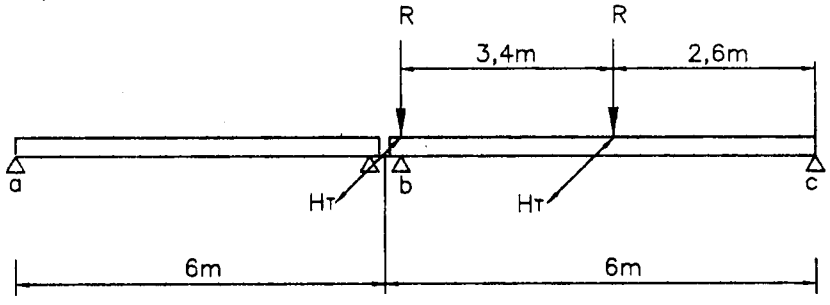
Pelas especificações do AISC e NBR 8800 o H_T seria 0,68tf. por roda. Como em termos nacionais dificilmente temos o pêso do trole e da ponte, o H_T calculado em função do 15% da carga içada atende com segurança.

3 – FORÇA LONGITUDINAL – (FRENAGEM) – H_L (item 5.4.1.1)

H_L = 10% x carga máxima por roda x Nº de rodas

H_L = 10% x 9,2 x 2 rodas = ± 1,84tf

4 – REAÇÃO NAS COLUNAS



R_b = R(1 + 2,6/6) = 1,43R x 1,25(impacto) = 1,79R

VERTICAL

$R_{b\ Máx}$ = 1,79 x 9,2 = 16,50tf

$R_{b\ Mín}$ = 1,79 x 3,7 = 6,6tf

HORIZONTAL

$R_{HT\ b}$ = 1,43 x 0,75 = ±1,07 ≃ ±1,1tf

6 - DIMENSIONAMENTO DAS PARTES QUE COMPÕEM A ESTRUTURA

6.1 - COBERTURA

6.1.1 - CHAPAS DE COBERTURA

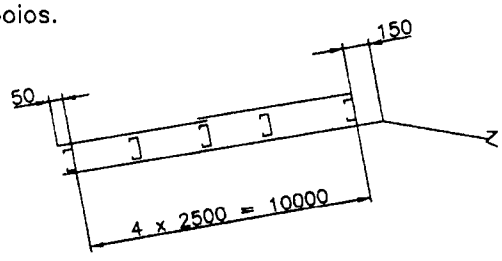
Usaremos chapa zincada trapezoidal tipo PK-40, BT-40, E-40

1 - CARGAS ATUANTES

1ª Hip. CP + CA		2ª Hip. CP + Vento	
↓ CP Chapa (estimado)	= 6Kgf/m²	↓ CP Chapa	= 6 Kgf/m²
↓ Carga acidental	= 15Kgf/m²	↑ Vento (-48,76x1,2)	= -59Kgf/m²
↓	21Kgf/m²	↑ (q3 . PG.7)	-53Kgf/m²

2 - DIMENS. DAS CHAPAS

De acordo com o catalogo da PERKROM (Tab.C-39) temos para PK 40 3 apoios.



VÃO m	FLECHA TENSÃO	CARGA ADM. Kgf/m²	ESPESSURA mm
2,5	L/125 L/200 Fb=1400	255>53 160>21 135>53	Mínima 0,5mm 5,13Kgf/m²

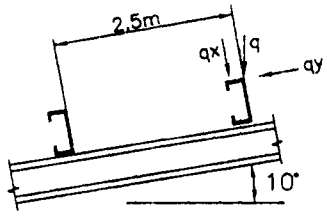
Flecha admissível: Para CP + CA = L/200 (Adotada)
Para CP + Vento = L/125 (Adotada)

Verificando para as zonas 1 e 2 cujo Cpe= -1,4
temos -48,76 x 1,4 = -68,3 + 5,13 = -63 < 135 O.K.

Por questões construtivas a espessura mínima a ser adotada para chapa de cobertura deve ser 0,5mm.

6.1.2 – TERÇAS

1 – CARGAS



1ª Hip. CP + CA (Distribuida)

terças + tirantes = 6Kgf/m²
Chapa zincada = 6Kgf/m²
} Estimado
CP = 12Kgf/m²

Carga acidental = 15Kgf/m²

27Kgf/m²

$q_1 = 27 \times 2,5 = 67,5kgf/m$ { $qx = 67,5\cos 10° = 66,5kgf/m$; $qy = 67,5 sen 10° = 11,7kgf/m$ }

2ª Hip. CP + CA (Concentrada)

CP = terças + tirantes + chapa zincada = 12Kgf/m²
CA = 100Kgf no centro da terça

$q_2 = 12 \times 2,5 = 30,0kgf/m$ { $qx = 30,0\cos 10° = 29,5kgf/m$; $qy = 30,0 sen 10° = 5,2kgf/m$ }

3ª Hip. CP + Vento

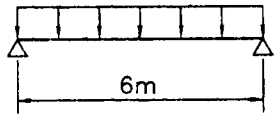
CP= 12 kgf/m² V= −59 Kgf/m²

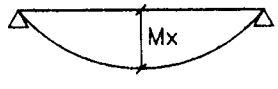
$qx = (-59+12\cos 10°)2,5 = -118,0kgf/m$

$qy = (12\ sen 10°)2,5 = 5,2kgf/m$

2 – DIMENSIONAMENTO

– Como terça bi-apoiada



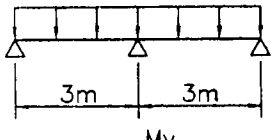


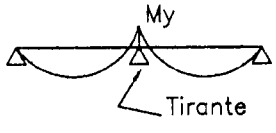
1ª Hip.

$Mx = 66,5 \times 6^2/8 = 299,25Kgfm$
$My = 11,7 \times 3^2/8 = 13,16Kgfm$

2ª Hip.

$Mx = 29,5 \times 6^2/8 + 100 \times 6/4 = 282,75Kgfm$
$My = 5,2 \times 3^2/8 = 5,85Kgfm$





3ª Hip.

$Mx = 118 \times 6^2/8 = 531,00Kgfm$
$My = 5,2 \times 3^2/8 = 5,85Kgfm$

Seja [150x60x20x7,60kg/m de chapa dobrada

$I_x = 325cm^4$ $W_x = 43cm^3$ $W_y = 11cm^3$

Aço CF-24 ou A570-G33 $F_y=2350Kgf/m^2$

$F_b = 0,6F_y = 1410kgf/cm^2$ (CP + CA)

$F_b = 0,6F_y \times 1,25 = 1762kgf/cm^2$ (CP + VENTO)

1ª Hip. (CP + CA)

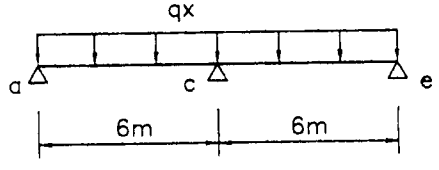
$$f_b = \frac{29925}{43} + \frac{1316}{11} = 816kgf/cm^2 < 1410kgf/cm^2 \quad O.K.$$

3ª Hip. (CP + VENTO)

$$f_b = \frac{53100}{43} + \frac{585}{11} = 1288kgf/cm^2 < 1762kgf/cm^2 \quad O.K.$$

$$\Delta x = \frac{5qxl^4}{384\ E\ I_x} = \frac{5x1,18x600^4}{384x2,1x10^6x325} = 2,92cm < L/200 = 3cm \quad O.K.$$

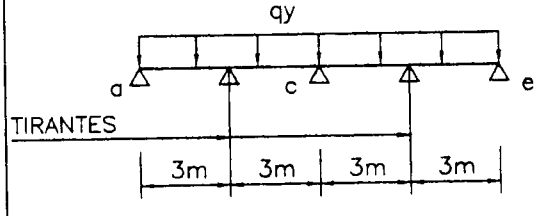
– COMO TERÇA CONTÍNUA EM DOIS VÃOS



1ª Hip. CP + CA

$M_{cx}= 66,5 \times 6^2/8 = 299,25Kgfm$

$M_{cy}= 11,7 \times 0,0714 \times 3^2 = 7,52Kgfm$



3ª Hip. CP + Vento

$M_{cx}= 118 \times 6^2/8 = 531Kgfm$

$M_{cy}= 5,2 \times 0,0714 \times 3^2 = 3,34Kgfm$

Seja [150x60x20x6,04kg/m de chapa dobrada

$I_x = 263cm^4$ $W_x = 35cm^3$ $W_y = 9,15cm^3$

Aço Idem anterior

1ª Hip.

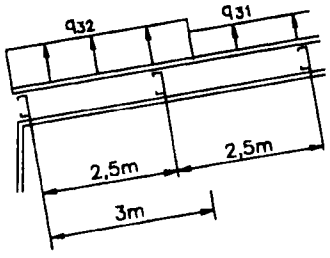
$$f_b = \frac{29925}{35} + \frac{752}{9,15} = 937kgf/cm^2 < 1410kgf/cm^2 \quad O.K.$$

3ª Hip.

$$f_b = \frac{53100}{35} + \frac{334}{9,15} = 1554kgf/cm^2 < 1762kgf/cm^2 \quad O.K.$$

$$\Delta x = \frac{qxl^4}{184\ E\ I_x} = \frac{1,18 \times 600^4}{184x2,1x10^6x263} = 1,5cm < L/200 = 3cm \quad O.K.$$

Para as zonas de alta sucção local ② o Cpe=−1,4 atuando numa faixa de 3m, sendo a 2ª terça de baixo para cima como a mais solicitada.



$q_{31} = 48,76 \times 1,2 = 59 kgf/m^2$

$q_{32} = 48,76 \times 1,4 = 68 kgf/m^2$

$q_3 = 68(2,5/2 + 0,5 \times 2,25/2,5) + 59 \times 2,0/2,5 = 163 kgf/m$

$Mx = (163 - 12\cos 10° \times 2,5)6^2/8 = 600,55 kgfm$

$Mcy = 3,34 kgfm$

$$fb = \frac{60055}{35} + \frac{334}{9,15} = 1752 Kgf/cm^2 < 1762 Kgf/cm^2$$

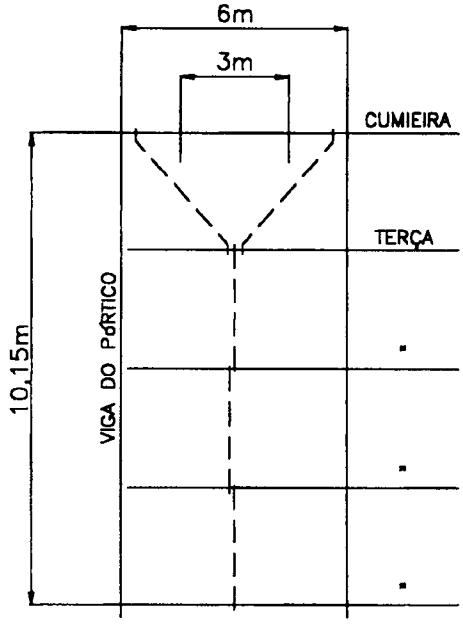
A solução adotada para as terças será em viga contínua por ser a mais economica. [150x60x20x6,04kg/m

6.1.3 – TIRANTES DAS TERÇAS

Barra redonda Aço SAE 1020

$Fy = 2400 Kgf/m^2$

$Ft = 0,5 \times Fy = 1200 Kgf/m^2$



$Rt = qy \times A$ influência

$Rt = 27 sen 10° \times 3 \times 10,15 = 143$ kgf

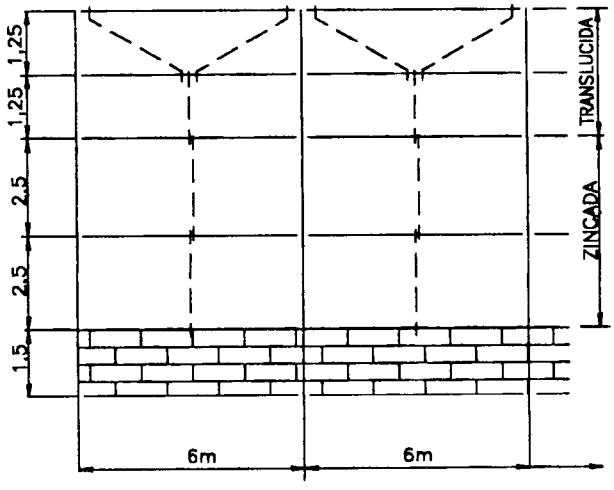
$Anec = Rt/Ft = 143/1200 = 0,119 cm^2$

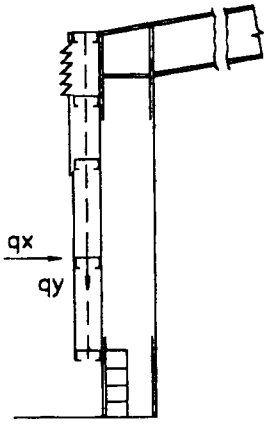
Tirante ø minimo 16mm

$A = \Pi D^2/4 = \Pi 1,6^2/4 = 2,01 cm^2$

$A = 2,01 > 0,119\ cm^2$ O.K.

6.2 – TAPAMENTOS LATERAIS





1 – CARGAS

CP { Viga tapamento + tirante = 6kgf/m²
Chapa zincada = 5kgf/m²
qy = 11kgf/m² } Estimado

Vento { qx = q2 x 1,0 = 47.61 x 1.0 = 47.61 ≃ 48kgf/m²
(q2 – pag. 3)

2 – DIMENSIONAMENTO DAS CHAPAS DE TAPAMENTO

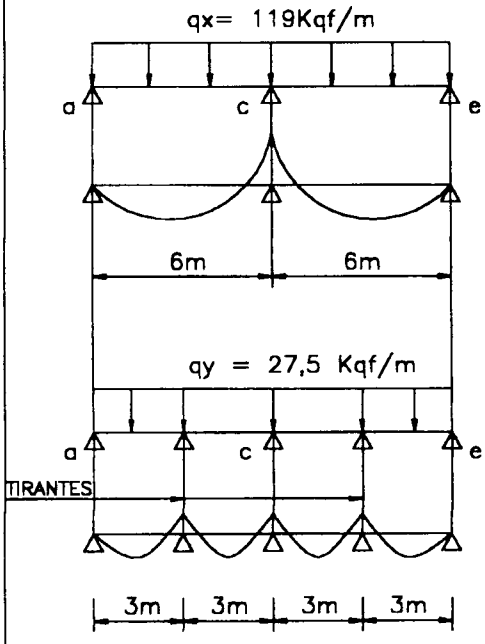
Usaremos chapa zincada trapezoidal tipo PK–40, BT–40 e E–40
Para PK–40 (Tab. C–39) temos para 3 apoios.

VÃO m	FLECHA TENSÃO	CARGA ADM. Kgf/m²	ESPESSURA mm
2,5	L/125	215>48	Mínima
	L/200	–	0,43mm
	Fb=1400	115>48	4,41Kg/m²

Chapa translúcida trapezoidal e = 1,0mm.

Por questões construtivas a espessura mínima a ser adotada para chapa de tapamento sera de 0,43mm.

3 – VIGAS DE TAPAMENTO



$qx = 47{,}61 \times 2{,}5 = 119 Kgf/m$

$qy = 11 \times 2{,}5 = 27{,}5 Kgf/m$

$Mcx = 119 \times 6^2/8 = 535{,}5 Kgfm$

$Mcy = 27{,}5 \times 0{,}0714 \times 3^2 = 17{,}67 Kgfm$

Seja [150x60x20x6,04kg/m de chapa dobrada

$Ix = 263 cm^4$ $Iy = 37 cm^4$

$Wx = 35 cm^3$ $Wy = 9{,}15 cm^3$

CF–24 ou A570 – G33.

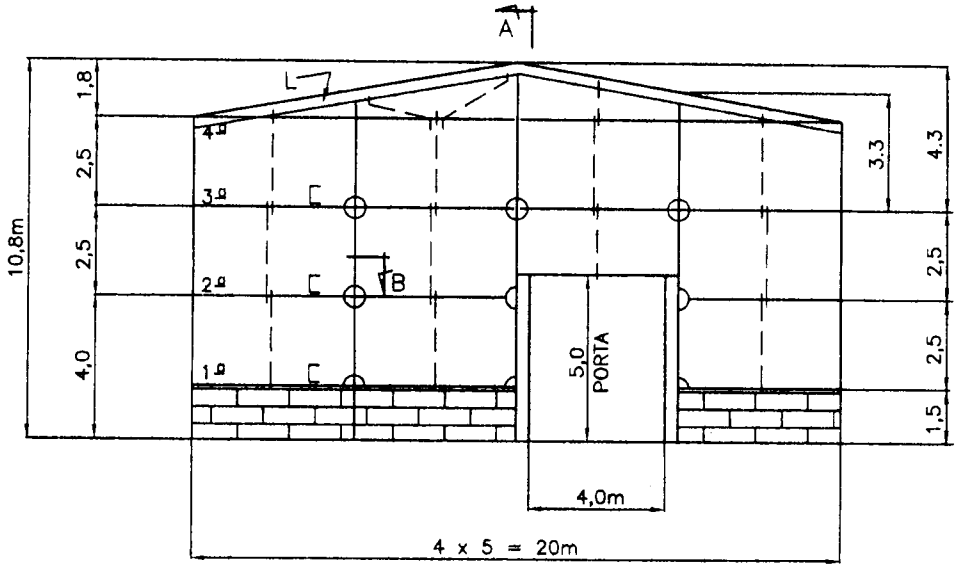
$Fb = 1762 Kgf/cm^2$ para CP + VENTO

$$fb = \frac{53550}{35} + \frac{1767}{9{,}15} = 1723 Kgf/cm^2 < 1762 Kgf/cm^2 \quad O.K.$$

$$\Delta x = \frac{qx.l^4}{184\ E\ Ix} = \frac{1{,}19 \times 600^4}{184 x 2{,}1 x 10^6 x 263} = 1{,}52 cm < \Delta x = L/200 = 3 cm \quad O.K.$$

$$\Delta y = \frac{0{,}275 x 300^4}{184 x 2{,}1 x 10^6 x 37} = 0{,}15 < L/200 = 300/200 = 1{,}5 cm \quad O.K.$$

6.3 – TAPAMENTOS FRONTAIS



1 – CHAPA DE TAPAMENTO

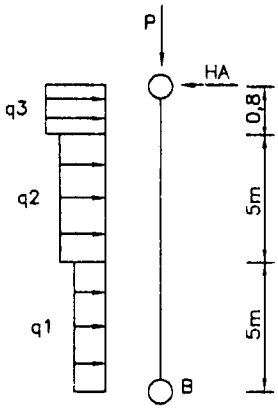
A mesma do tapamento lateral, por estar sujeita ao mesmo coeficente de pressão do vento e ter o mesmo Vão.

PK40 – 0,43mm

2 – VIGAS DE TAPAMENTO

Como os vãos são um pouco menores, e para facilidade de detalhe e fabricação, usaremos os mesmos perfis dos tapamentos laterais.

3 – COLUNAS



SEÇÃO "A"

1 – CARGAS

CP { Vigas tapamento + tirante = 6kgf/m² (Estimado)
Telha zincada 0,43 = 5kgf/m²
11kgf/m²

P = H x Ainf. x Kgf/m²
P = 10,8 x 5 x 11 = 594Kgf
CPColuna = 30Kgf/m x 10,8 = 324Kgf
(ESTIMADO)
} 918Kgf

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	TAPAMENTOS FRONTAIS	ILDONY	3/97
		FOLHA	16 DE 42

– VENTO – q1 = 5 x 39,91Kgf/m² = 200kgf/m

q2 = 5 x 47,61Kgf/m² = 238kgf/m

q3 = 5 x 48,76Kgf/m² = 244kgf/m

HA = (200 x 5 x 2,5 +238 x 5 x 7,5 + 244 x 0,8 x 10,4)/10,8 = 1245Kgf

CÁLCULO DE q SIMPLIFICADO PARA CÁLCULO DA COLUNA

q = (200 x 5 + 238 x 5 + 244 x 0,8)/10,8 = 221Kgf/m

Mx = 221 x 10,8²/8 = 3222Kgfm = 322,2tfcm

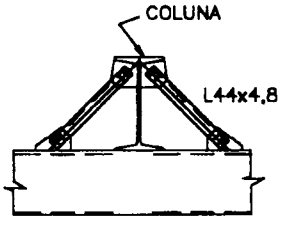
2 – DIMENSIONAMENTO

Seja I203x27,3Kg/m A= 34,8cm² Wx= 236cm³ (Tab. C–1)

rx= 8,30cm ry= 2,11cm r_T = 2,47cm d/b.tf = 1,85cm⁻¹

tw= 0,69cm bf= 10,16cm tf= 1,1cm

– CÁLCULO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS



VIGA DE TAPAMENTO

SEÇÃO (B)

Considerando contensão lateral nas 1ª, 2ª e 3ª vigas

lx= 1040cm=1080–40(altura da viga do portico)

lb=ly=390cm= 430–40

Fbx – FLUXOG. Nº 2

Lb= 20bt/$\sqrt{Fy}$ = 20 x 10,16/$\sqrt{2,5}$ = 129cm < 390 Não compacta

h/tw= 18.1/0,69 = 26 < 70 → Kc = 1 RPG = 1

bf/2tf= 10,16/2 x 1,1 = 4,6 < 25/$\sqrt{Fy/Kc}$ = 15,8

Cb= 1 Lb/r_T = 390/2,47 = 158 > 119 = $\sqrt{\frac{35858\ Cb}{Fy}}$

$$Fb'x = \frac{11952\ Cb \times RPG}{158^2} = 0,478tf/cm^2$$

$$Fb''x = \frac{843}{Lb\ d/Af} = \frac{843}{390x1,85} = \underline{1,17tf/cm^2} < 1,500tf/cm^2 \quad O.K.$$

fbx= 322,2/236 = 1,365tf/cm²

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	TAPAMENTO FRONTAL COLUNAS	ILDONY	10/97
		FOLHA	17 DE 42

- Fa – FLUXOG. Nº1

$\lambda x = 1040/8{,}3 = 125$ $\lambda y = 390/2{,}11 = 184 \longrightarrow$ $Fa = 0{,}320 tf/cm^2$

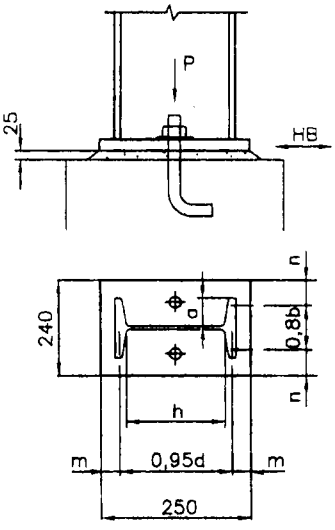
$fa = 0{,}918/34{,}8 = 0{,}026$ $fa/Fa = 0{,}026/0{,}320 = 0{,}081 < 0{,}15$

- COMBINAÇÃO DE TENSÕES – FLUXOG. Nº5

$fa/Fa < 0{,}15$

$fa/Fa + fbx/Fbx = 0{,}081 + 1{,}365/1{,}17 = 1{,}25 = 1{,}0 \times 1{,}25$ O.K.

3 – PLACA DE BASE E CHUMBADORES (Item 12.9.2.1)



$fck = 150 Kgf/cm^2$

$fc = \frac{918}{24 \times 25} = 1{,}53 Kgf/cm^2 < 0{,}35 Fck = 52{,}5 Kgf/cm^2$

$m = (25 - 0{,}95 \times 20{,}3)/2 = 2{,}86 cm$

$n = (24 - 0{,}8 \times 10{,}16)/2 = 7{,}94 cm$ Comanda

$\alpha = a/h = 4{,}735/18{,}1 = 0{,}26 \rightarrow 0{,}97$ (Tab. 12.3)

$n' = a \times 0{,}97 = 4{,}735 \times 0{,}97 = 4{,}59 cm$

$t = 2n\sqrt{fc/Fy}$ $Fy = 2{,}500 Kgf/cm^2$

$t = \frac{n}{25}\sqrt{fc} = \frac{7{,}94}{25}\sqrt{1{,}53} = 0{,}39 cm = 3{,}9 mm$

Usar tmin = 12,5mm

Usar CH. 12,5 x 240 x 250mm

CHUMBADORES – AÇO SAE 1020 $Fv = 0{,}9 tf/cm^2 = 0{,}4 Fy$

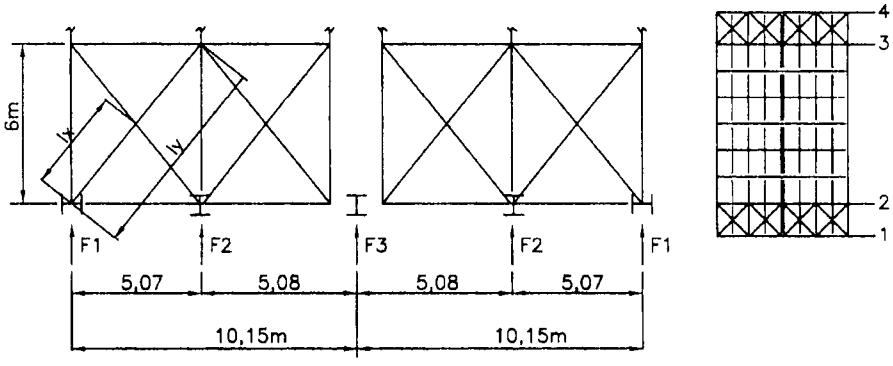
$HB = 221 \times 10{,}8 - 1245 = 1142 Kg$ nc= Nº Chumbadores

$D = 2\sqrt{\frac{HB}{\pi Fv\ nc}} = \quad = 2\sqrt{\frac{1{,}142}{\pi 0{,}9 \times 2}} = 0{,}9 cm = 9 mm$

Usar diametro minimo de 16mm.

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	TAPAMENTO FRONTAL COLUNAS	ILDONY	3/97
		FOLHA	18 DE 42

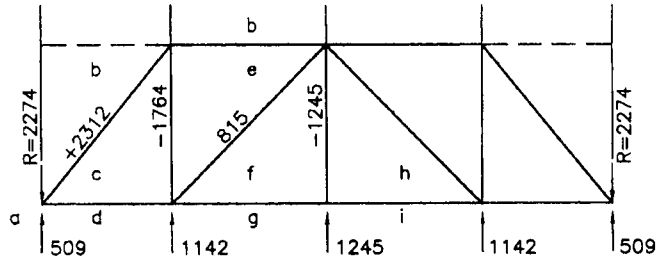
6.4 – CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS



F1= (39,91 x 5 x 2,5 + 47,61 x 4 x 7,0)2,5/9 = 509Kgf

F2= (39,91 x 5 x 2,5 + 47,61 x 5 x 7,5)5/10 = 1142Kgf

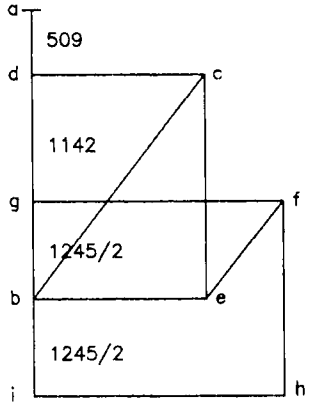
F3= HA = 1245Kgf (Pg.17)

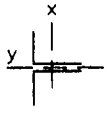


R= 1142 + 509 + 1245/2

R= 2274Kgf

1 – BARRAS b – c , e – f





F= 2312Kgf

$ly = \sqrt{5{,}07^2 + 6^2} = 786cm$ lx= 393cm

λT < 300 rymin = 786/300 = 2,62cm

rxmin= 393/300 = 1,31cm

64x4,8 ry= 2,86 > 2,62cm rx= 1,98 > 1,31

A =11,60cm²

ft= 1500 x 1,25 = 1875Kgf/cm²

$ft = \frac{2312}{11{,}6 \times 0{,}85} = 234Kgf/cm^2 < 1875Kgf/cm^2$

Desconto de 15% pelos furos

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS	ILDONY	3/97
		FOLHA	19 DE 42

2 – BARRAS c – e Fc= –1764Kgf $\lambda c < 200$

– 1ª ALT. USANDO A TERÇA COM REFORÇO

lx= 600cm ly= 300cm

2 [150x60x20x6,04kg/m A= 15,38cm²

rx= 5,85cm ry= 2,91cm wx= 70cm³ wy= 21,70cm³

$\lambda x = 600/5,85 = 103 \rightarrow Fa = 890 Kgf/cm^2$

$\lambda y = 300/2,91 = 103 \rightarrow F'ey = 1020 Kgf/cm^2$

fa= 1764/15,38 = 115 fa/Fa = 115/890 = 0,129 < 0,15

fbx= 53100/70 = 758Kgf/cm² fby= 334/21,70 = 15,8Kgf/cm²

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = 0,129 + \frac{758}{1400} + \frac{15,8}{1400} = 0,681 < 1 \times 1,25 \quad O.K.$$

O perfil de reforço será usado apenas nos primeiros 6m a partir das extremidades.

– 2ª ALT. NÃO CONSIDERANDO A TERÇA

lx= ly = 600cm $\lambda c = < 200$ rx e ry $\geqslant$ 600/200 = 3cm

A= 14,06cm² rx= 3,01cm ry= 3,68cm

$\lambda x = 600/3,01 = 199 \rightarrow Fa = 270 \times 1,25 = 337 Kgf/cm^2$

fa= 1764/14,06 = 125Kgf/cm < Fa O.K.

2 L76x4,8
(Tab. C–10)

A solução adotada para o projeto foi a da 1ª alternativa.

3 – BARRAS f–h – CUMEEIRA

As terças que compõem a cumieira são terças extremas, recebendo portanto metade das cargas.

CH. 6,3mm espaçadas a 2,0m.

[150x60x20x6,04kg/m A= 7,69cm²

rx=5,85cm ry= 2,21cm wx= 35cm³ wy= 9,15cm³

lx=600cm ly= 200cm $\lambda c \leqslant 200$

Fc= 1245/2 = 623Kgf

Mx= 53100/2 = 26550Kgf cm My= 334/2 = 167Kgf cm

$\lambda x = 600/5,85 = 103 \rightarrow Fa = 890 Kgf/cm^2$ $\lambda y = 200/2,21 = 90$

fa= 623/7,69 = 81Kgf/cm² fa/Fa= 81/890 = 0,091 < 0,15

fbx= 26550/35 = 759Kgf/cm² fby= 167/9,15 = 18,3Kgf/cm²

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = 0,129 + \frac{759}{1400} + \frac{18,3}{1400} = 0,646 < 1,0 \times 1,25 \quad O.K.$$

4 – ESCORA DO BEIRAL – BARRAS a – b e c – e (2 alt.)

2 L76x4,8 Fc= 2274Kgf

lx= ly = 600cm $\lambda c = < 200$

A= 14,06cm² rx= 3,01cm ry= 3,68cm

$\lambda x = 600/3,01 = 199 \rightarrow Fa = 270 \times 1,25 = 337 Kgf/cm^2$

fa= 2274/14,06 = 162Kgf/cm² < 337 Kgf/cm² O.K.

Obs. – Apesar do ⊢76x4,8 passar, usaremos ⊢102x6,4 para dar melhor rigidez as colunas. O que dá um $\lambda x = 150$.

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS CUMIEIRA E ESCORA DO BEIRAL	ILDONY	10/97
		FOLHA	20 DE 42

6.5 – VIGAS DE ROLAMENTO

6.5.1 – CARGAS

– Carga Permanente (CP)

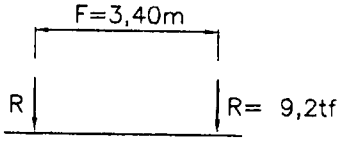
– Peso Próprio da viga = 90kgf/m (Estimado)

– Trilho (TR–37) e Acessórios = 40kgf/m (Estimado)

130Kgf/m

– Ponte Rolante = 10tf

TAB. C–38



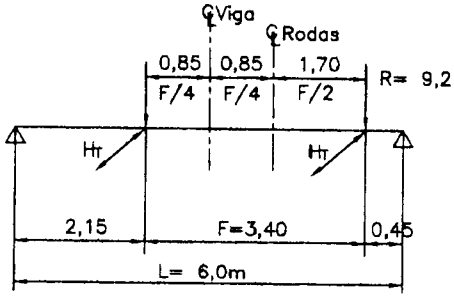
TREM TIPO

6.5.2 – CÁLCULO DOS ESFORÇOS

1 – MOMENTO FLETOR VERTICAL

– CP =0,13 x $6^2/8$ = 0,585tfm

– CM = Carga Móvel



Pela estática Mv= R((0,45 + 3,85)/6) x 2,15 = 1,54R = 14,17tfm

Impacto Vertical 25% x 14,17 = 3,54tfm

Mv_{CM} = 14,17 + 3,54 = 17,71tfm

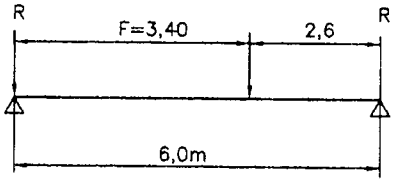
Mv total=0,585 + 14,17 +3,54 = 18,295tfm = 1830tfcm

2 – MOMENTO FLETOR HORIZONTAL

H_T= 15% x Carga Içada = 15% x 10 = 1,5tf/2 rodas = 0,75tf

M_H= 14,17 x 0,75/9,2 = 1,155tfm ≃ 116tfcm

3 – CORTANTE MÁXIMO



Qv= R(1 + 2,6/6) = 1,43R = 13,20tf

Impacto 25% = 3,29

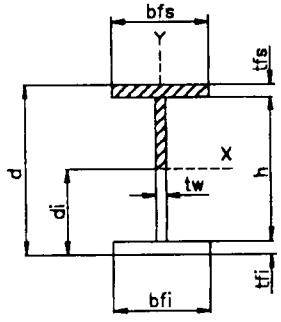
QCP= 0,13 x 6/2 = 0,39

16,88

16,88 ≃ 17tf

6.5.3 – DIMENSIONAMENTO

Devido a viga estar sujeita a esforços horizontais na mesa superior, os perfis assimétricos tipo VSA são os mais econômicos.



Seja VSA 600x81Kg/m (item 10.3 e Tab. C–22)

d= 600mm	bfs= 300mm	tfs= 12,5mm
h= 578mm	bfi= 200mm	tfi= 9,5mm
tw= 8mm	rt= 7,89mm	wxs= 2381cm³
Ix= 59030cm⁴	Iyms= 2812cm⁴	wyms= 187cm³
	di= 351,9mm	wxi= 1677cm³

1 – TENSÕES ATUANTES

$$\left.\begin{array}{l} fb\overset{s}{x} = 1830/2381 = 0{,}77tf/cm^2 \\ fb\overset{s}{y} = 116/187 = 0{,}62tf/cm^2 \end{array}\right\} 0{,}77 + 0{,}62 = 1{,}39$$

$$fb\overset{I}{x} = 1830/1677 = 1{,}09tf/cm^2$$

$$fv = 17/0{,}8 \times 57{,}8 = 0{,}37tf/cm^2$$

Fbw = Tensão local da roda

$$Fbw = \frac{P \times tfs}{8(I_T + I\overset{s}{m})} \sqrt[4]{2(I_T + I\overset{s}{m})h/tw}$$

Se o somatório $fb\overset{s}{x} + fb\overset{s}{y}$ estiver entre 1,2 e 1,6 a viga provavelmente passará e será econômica.

P= 9,2tf

$I = 951cm^4_T$ (TR–37)⁴ $\qquad I\overset{s}{m} = 30 \times 1{,}25^3/12 = 4{,}88cm^4$

h/tw= 57,8/0,8 = 72,25

$$Fbw = \frac{9{,}2 \times 1{,}25}{8(951+4{,}88)} \sqrt[4]{2(951 + 4{,}88)72{,}25} = 0{,}029tf/cm^2$$

2 – CÁLCULO DA FLECHA (Carga Móvel s/Impacto)

Items 10.4 e 10.3 $\qquad \Delta x$ e $\Delta y < L/600$

$$\Delta = \frac{5 \times ql^4}{384E.I} = \frac{5 \times ql^2 \times l^2}{48x8xE.I} = \frac{5Ml^2}{48E.I}$$

$$\Delta x = \frac{5}{48} \times \frac{1417 \times 600^2}{2100 \times 59030} = 0{,}43 < L/600 = 1cm \quad O.K.$$

$$\Delta y = \frac{5}{48} \times \frac{116 \times 600^2}{2100 \times 2812} = 0{,}74 < L/600 = 1cm \quad O.K.$$

3 – TENSÕES ADMISSÍVEIS

1 – Fbx → Fluxograma Nº 2

$lbx = lby = 600cm \quad bf = 30cm \quad Fy = 2{,}5tf/cm^2$

$Lb \leqslant 20bf/\sqrt{Fy} = 20 \times 30/\sqrt{2{,}5} = 379cm < lbx = 600$

$Lb < 1406/(d/Af) \times Fy = 1406/(60/30 \times 1{,}25)2{,}5 = 351 < 600$

Secção não compacta

Cb=1

$Lb/r_T = 600/7{,}89 = 76 \qquad Lb/r_T < \sqrt{7171/2{,}5} = 53$ NÃO

$Lb/r_T < \sqrt{35858/2{,}5} = 120$ SIM $\qquad h/tw = 72{,}25 < 257/\sqrt{2{,}5} = 162$

RPG= 1

$$Fb'x = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy\left(\frac{Lb}{r_T}\right)^2}{107574Cb}\right] Fy.RPG = \left[\frac{2}{3} - \frac{2{,}5 \times 76^2}{107574}\right]2{,}5 = \underline{\underline{1{,}33tf/cm^2}}$$

$Fb''x = (843Cb/Lb \,.\, d/Af)RPG = 843/(600 \times 60/1{,}25 \times 30) = 0{,}878tf/cm^2$

2 – Fby → Fluxograma Nº 3

$h/tw = 72{,}25 > 70$

$Kc = 4{,}05/(h/tw)^{0.46} = 0{,}565$

$bfs/2tfs = 12 < 25/\sqrt{Fy/Kc} = 25/\sqrt{2{,}5/0{,}565} = 11{,}88$ NÃO

$Qs = 1$

$Fby = 0{,}6\ Fy\ Qs = 0{,}6 \times 2{,}5 \times 1 = \underline{\underline{1{,}5tf/cm^2}}$

3 – Fv → Fluxograma Nº 4

$$\frac{h}{tw} \leqslant \frac{100}{\sqrt{Fy}} \qquad \frac{h}{tw} = 72{,}25 > \frac{100}{\sqrt{2{,}5}} = 63{,}3$$

$$Fv = \frac{Fy}{2{,}89} Cv \qquad Cv = \frac{3164Kv}{Fy(h/tw)^2} \qquad Cv = \frac{50}{h/tw}\sqrt{Kv/Fy}$$

Considerando a viga sem enrijecedor intermediário, temos $a/h > 3$

$Kv = 5{,}34.$

$$Cv = \frac{3164 \times 5{,}34}{2{,}5 \times 72{,}25^2} = 1{,}29 < 0{,}8 \quad \text{NÃO}$$

$$Cv = \frac{50}{72{,}25}\sqrt{5{,}34/2{,}5} = 1{,}01 > 0{,}8 \quad \text{O.K.}$$

$$Fv = \frac{2{,}5}{2{,}89} \times 1{,}01 = \underline{\underline{0{,}87tf/cm^2}} < 0{,}4Fy = 1{,}0 \quad \text{O.K.}$$

6.5.4 – SOMATÓRIO DAS TENSÕES

Mesa Sup. $\left\{ \dfrac{fbx^s}{Fbx} + \dfrac{fby^s}{Fby} \leqslant 1 \right.$ $\quad \dfrac{0,77+0,029}{1,33} + \dfrac{0,62}{1,50} = 1,015 < 1$ O.K.

Mesa Inf. $\left\{ fbx^i = 1,09 < 0,6Fy = 1,5tf/cm^2 \right.$ O.K.

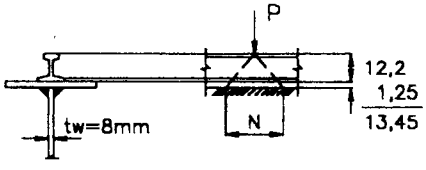
Alma $\left\{ Fv = 0,37 < 0,87tf/cm^2 \right.$ O.K.

6.5.5 – VERIFICAÇÃO DA ALMA

1 – Relação Altura/Espessura

$h/tw = 72,25 < 200/\sqrt{Fb} = 200/\sqrt{1,5} = 163$ O.K.

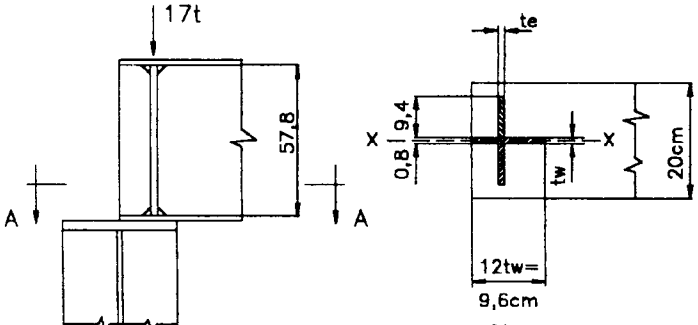
2 – ESMAGAMENTO



$N = 2 \times 13,45 = 26,9cm.$

$$Fbw = \frac{\alpha P}{tw\ N} = \frac{1,25x9,2}{0,8x26,9} = 0,534 < Fbw = 0,9Fy = 2,25tf/cm^2 \quad O.K.$$

3 – ENRIJECEDORES DE APOIO



SEÇÃO A – A

$te \geqslant tw$

$te = 8$

$b/te = 9,4/0,8 = 11,75 < 25/\sqrt{Fy}$

$by = 2 \times 9,4 + 0,8 = 19,6$

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	VIGAS DE ROLAMENTO DIMENSIONAMENTO	ILDONY	10/97
		FOLHA	24 DE 42

COMO COLUNA

$Ac = 9,6 \times 0,8 + 2 \times 9,4 \times 0,8 = 22,72cm^2$

$Ix = (0,8 \times 19,6^3)/12 = 502cm^4$

$ry = \sqrt{502/22,72} = 4,70cm$

$\lambda y = kly/ry = 0,75 \times 57,8/4,70 \simeq 9 \longrightarrow Fa = 1,47tf/cm^2$

$fa = 17/22,72 = 0,75tf/cm^2 < 1,47tf/cm^2$ O.K.

Obs.:

K= 0,75 por estar os enrijecedores soldados em ambas as extremidades (engastado).

ESMAGAMENTO DO ENRIJECEDOR DE APOIO

$fbw = 17/(2 \times 9,4 \times 0,8) = 1,13tf/cm^2 < Fbw = 0,9Fy = 2,25tf/cm^2$ O.K.

4 - ENRIJECEDOR INTERMEDIÁRIO - VERIFICAÇÃO

$h/tw = 72,25 < 260$ SIM

$Fv = 0,87tf/cm^2 < 0,4Fy = 1,0tf/cm^2$ (PG. 23)

$Fv = 17/57,8 \times 0,8 = 0,37 < 0,87tf/cm^2$

Não há necessidade de enrijecedores intermediários, mas para combater qualquer excentricidade do trilho, vamos colocá-los a uma distância aproximadamente igual a 3 vezes "h". (3 x 578 = 1734mm). Por uma questão de simetria, usaremos 1500mm.

6.5.6 - VERIFICAÇÃO DA FADIGA (Cap. 16)

No caso Fig.4 (Fig. 16.4), condição de carregamento 2 (Tab. 16.1)

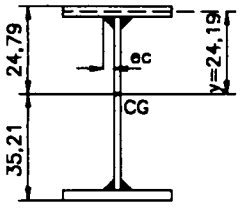
Classe de Detalhe B (Tab. 16.2)

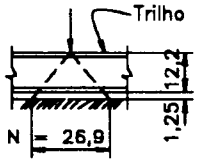
Faixa de Tensão Admissível $F_{SR} = 2,04tf/cm^2$

$$f_{SR} = \frac{1771}{2381} + \frac{116 \times (50\%)}{187} = 1,05tf/cm^2 < 2,04f/cm^2 \quad O.K.$$

6.5.7 – LIGAÇÕES DA COMPOSIÇÃO DO PERFIL

1 – SOLDA DA MESA SUPERIOR COM A ALMA





$Q = 17tf$ $\quad Am^s = 30 \times 1,25 = 37,5cm^2$

$Ix = 59030cm^4$ $\quad n = 2$ Filetes

$Ms = Am\ y = 37,5 \times 24,19 = 907,12cm^3$

$qx = Q\ Ms/n\ Ix = 17x907,12/2x59030 = 0,130tf/cm$

$qy = \alpha P/2N = 1,25x9,2/2x26,9 = 0,214tf/cm$

$q = \sqrt{qx^2 + qy^2} = 0,250tf/cm \quad R_{FIL} = 1,04tf/cm$ (Tab. 3.5)

$ec = q/R_{FIL} = 0,250/1,04 = 0,24cm = 2,4mm$

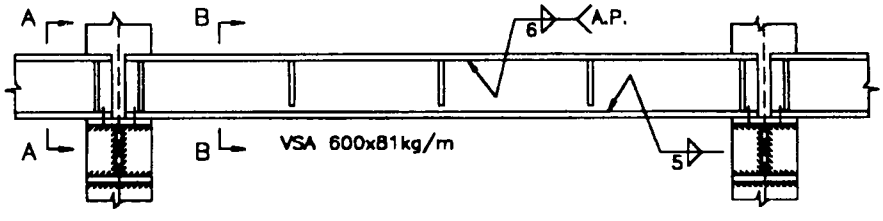
Apesar da Tab. 3.3 indicar para t < 12,5mm, solda minima de 5mm, usaremos ec= 6mm com **alta penetração** na ligação da alma com mesa superior para garantir possíveis excentricidade do trilho.

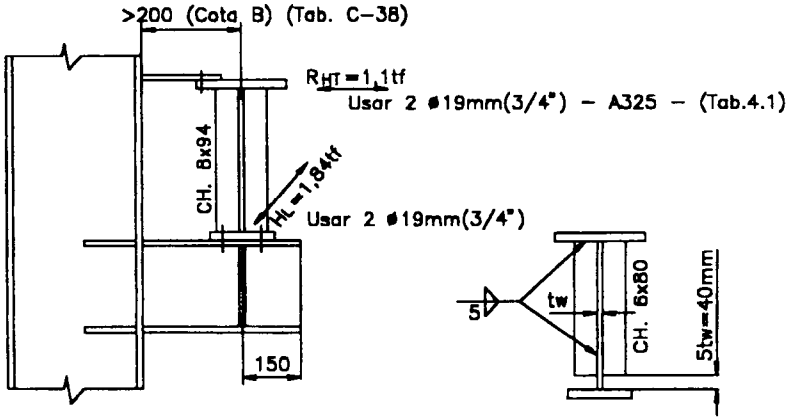
2 – SOLDA DOS ENRIJECEDORES COM ALMA E MESA.

$fvs = h\sqrt{(Fy/138)^3} = 57,8\sqrt{(2,5/138)^3} = 0,141Kgf/cm$

Como teremos 2 filetes 0,141/2 = 0,070Kgf/cm

ec= 0,070/104 = 0,067cm. Usar solda minima para chapa de alma 8mm ⟶ ec= 5mm.



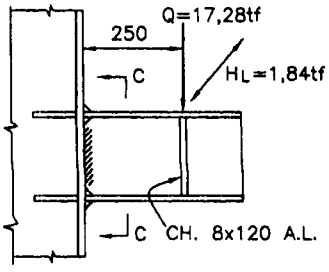


SEÇÃO A–A

SEÇÃO B–B

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	VIGAS DE ROLAMENTO SOLDAS	ILDONY	10/97
		FOLHA	26 DE 42

6.5.8 - CÁLCULO DO CONSOLE



Qy_{PR} = 16,5tf

Qy_{VR} = 6 x 0,130tf/cm = 0,78tf (Pg. 21)

Qy = 16,5 + 0,78 = 17,28tf H_L = 1,84tf

My= 17,28 x 25 = 432tfcm

Mz= 1,84 x 25 = 46tfcm

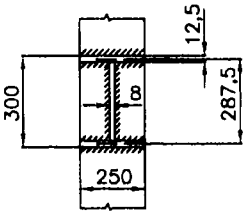
Seja CVS 300x66 tw= 8mm

bf= 250mm tf= 12,5mm h= 275mm

wx= 954cm³ wy= 260/2 = 130cm³

$$fb = \frac{432}{954} + \frac{46}{130} = 0{,}807 < 1{,}5tf/cm^2 \quad O.K.$$

fv= 17,28/0,8x27,5 = 0,785 < 1,0tf/cm² O.K.



SEÇÃO C-C

CÁLCULO DA SOLDA NECESSÁRIA

Alma → 17,28/(2 x 27,5) = 0,314tf/cm

ec= 0,314/1,04 = 0,3cm

Usar solda minima ec= 5mm

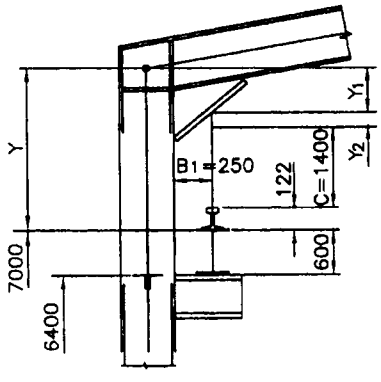
Mesa → Ft= 432/28,75 = 15,02tf/(2x25) = 0,300tf/cm

ec= 0,300/1,04 = 0,288cm

Usar solda minima ec= 5mm

Recomendável solda de penetração total na mesa superior.

6.6 - FOLGAS MINIMAS PARA PONTE ROLANTE - Tab. C-38



Y_1 = No caso 400mm

Y_2 = Folga adicional de 50 a 100mm

Y = C + Y_1 + Y_2 + Altura do Trilho

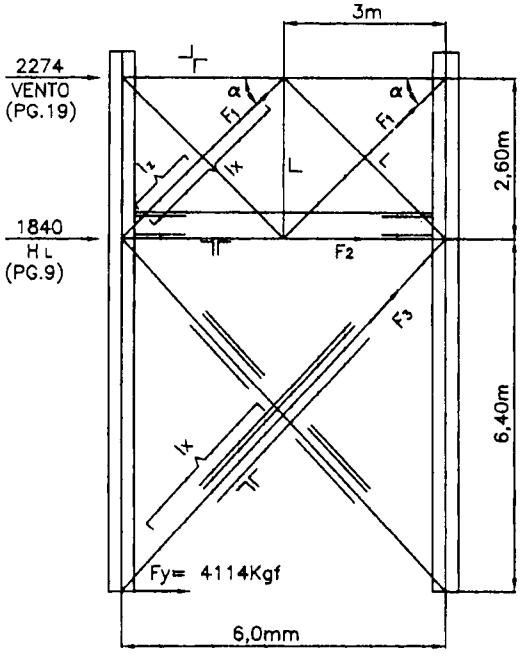
Y = 1400 + 400 + 80 + 122 = 2002mm

Y = 2000mm (Valor usado)

B_1 = 200 + 50(Folga) = 250mm

6.7 - CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS

1ª ALT.



PARTE SUPERIOR

$F_1 = 2274/\cos\alpha$

$\cos\alpha = 3/\sqrt{3{,}0^2 + 2{,}6^2} = 0{,}756$

$F_1 = 2274/0{,}756 = 3008Kgf$

$\lambda_T = \leq 300$ Ix= 396cm Iz= 198cm

rxmin= 396/300 = 1,32cm

rzmin= 198/300 = 0,66cm

Seja L51x4,8 (L minimo) Tab. C-7

A= 4,58cm² rx=ry=1,58 > 1,32cm O.K.

rz= 1,02 > 0,66cm O.K.

Ligação parafusada 2 ø16 ASTM-A-325F

Ft= 1500 x 1.25 = 1875Kgf/cm²

ft= 3008/(4,58x0,85) = 773Kgf/cm² < 1875Kgf/cm² O.K.

- BARRA INTERMEDIÁRIA -

$F_2 = 2274 + 1840 = 4114Kgf$

Iy= 600cm Ix= 300cm $\lambda c \leq 200$ rymin= 600/200 = 3cm

rxmin= 300/200 = 1,5cm

⊥L 76x6,4(Tab. C-12) rx= 2,36 > 1,5 ry= 3,5 > 3,0cm O.K.

A= 18,6cm²

λy= 600/3,5= 171 ⟶ Fa= 370 x 1,25 = 462Kgf/cm²

fa= 4114/18,6 = 221Kgf/cm² < 462Kgf/cm² O.K.

- PARTE INFERIOR -

$F_3 = 4114/\cos\alpha_1$ $\cos\alpha_1 = 6/\sqrt{6^2 + 6{,}4^2} = 0{,}684$ $\therefore F_3 = 6015Kgf$

Iy= 877cm Ix= 877/2 = 438cm $\lambda_T < 240$ rymin= 3,66cm

rxmin= 1,83cm ⊥L89x64x6,4 (Tab. C-14)

A= 18,6cm² ry=4,24 > 3,66cm rx= 1,89 > 1,83cm

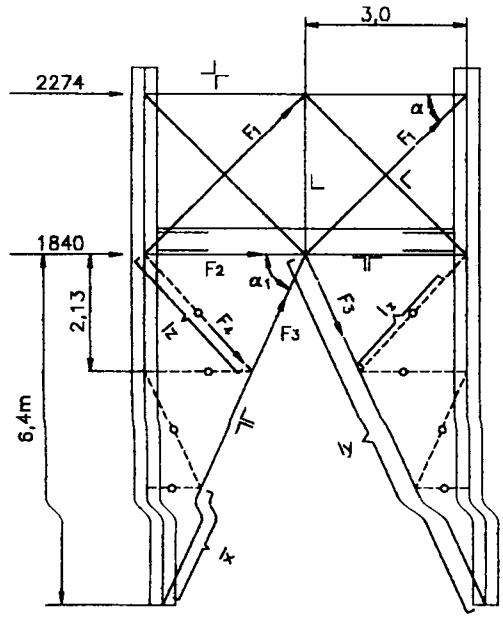
Ligação parafusada 2 ø16

ft= 6015/(18,6x0,85) = 380Kgf/cm² < 1875Kgf/cm² O.K.

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS - 94001	PREP.	DATA
	CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS	ILDONY	3/97
		FOLHA	28 DE 42

2ª ALT.

Faremos apenas uma modificação na parte inferior



PARTE SUPERIOR

F_1 = 3008Kgf L 51x4,8mm

BARRA INTERMEDIARIA

F_2 = 4114Kgf ⊥ 76x6,4mm

PARTE INFERIOR

Neste tipo de contraventamento as barras trabalham a tração e compressão.

F_3= 4114/2cosα

$\cos\alpha_1 = 3/\sqrt{3{,}0^2 + 6{,}4^2} = 0{,}424$

F_3 = 4114/0,424x2 = 4851Kgf

Ix= Iy/3

$Iy = \sqrt{3^2 + 6{,}4^2} = 7{,}07 = 707$ cm Ix= 236cm

λc < 150 (Abaixo da Viga de Rolamento)

rymin= 707/150 = 4,71cm rxmin= 236/150 = 1,57cm

⊤ 102x76x6,4(Tab. C-14) ry= 4,88 > 4,71cm rx= 2,26 > 1,57cm O.K.

A= 21,8cm² λx= 236/2,26 = 104

λy= 707/4,88 = 145 ⟶ Fa= 510 x 1,25 = 637Kgf/cm²

fa= 4851/21,8 = 222Kgf/cm² < 637Kgf/cm² O.K.

-o- BARRAS DE CONTRAFLAMBAGEM

F_4 = 3%F_3 = 145Kgf λc < 200

$Iz = \sqrt{2{,}13^2 + 2{,}0^2} = 2{,}92$m rzmin= 292/200 = 1,46cm

L76x4,8(Tab.C-7) A= 7,02cm rz= 1,5 > 1,46cmO.K.

λ=292/1,5 = 195 ⟶ Fa = 277 x 1,25 = 346Kgf/cm²

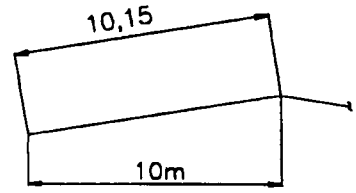
fa= 145/7,02 = 20,6Kgf/cm² < 346Kgf/cm² O.K.

Obs.= Para efeito de projeto foi adotada a 1ª Alternativa.

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS - 94001	PREP.	DATA
	CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS	ILDONY	10/97
		FOLHA	29 DE 42

6.8 – PÓRTICOS

6.8.1 – CARGAS



1 – PERMANENTES

– CARGA DISTRIBUÍDA NA VIGA

Chapa Zincada – 6Kgf/m
Terças + Tirantes – 6Kgf/m² } 12Kgf/m²

Viga do Pórtico VS 400x49Kg/m (Estimado)

CP= 12 x 6 + 49 x 10,15/10 = 121,73 + 7% Detalhes = 130

CP= 130 kgf/m' = 0,0013tf/cm

– CARGA CONCENTRADA NO TOPO DAS COLUNAS

Coluna + Tapamento Lateral + Detalhes

Coluna do Pórtico PS 500x85Kg/m (Estimado)

9m x 85Kgf/m + (5 + 6)Kgf/m² x 6m x 9m + 15% Det.= 1563Kgf

CP(Concentrada) = 1,563tf ≅ 1,6tf

– CARGA CONCENTRADA NO CONSOLE

Viga de Rolamento + Trilho e Acessórios

6m x 0,130tf/m = 0,78tf

2 – ACIDENTAL

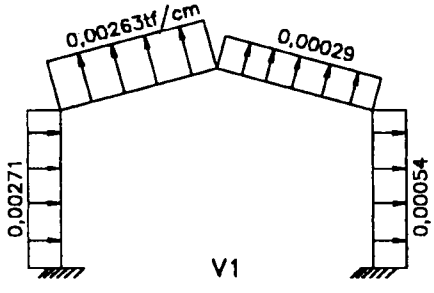
15Kgf/m² x 6m = 90Kgf/m = 0,0009tf/cm

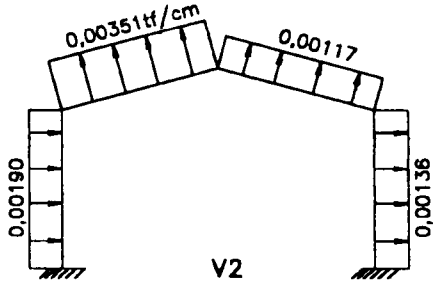
3 – PONTE ROLANTE (PG. 9)

Rmax= 16,5tf Rmin= 6,6tf H_T= ±1,1tf

4 – VENTO

De acordo com os esquemas V e VI (PG. 8)





FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	PÓRTICOS CARGAS	ILDONY	10/97
		FOLHA	30 DE 42

6.8.2 – UNIDADES ADOTADAS

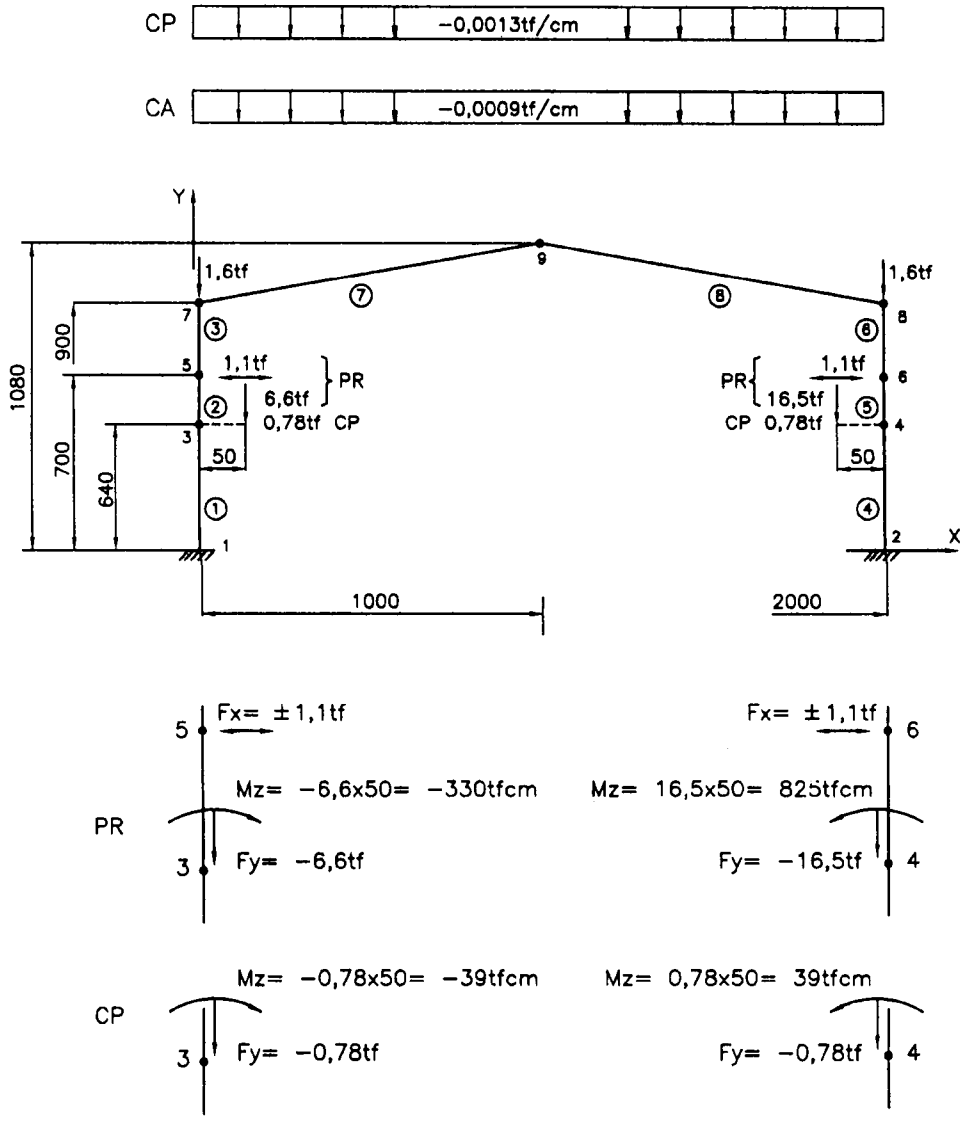
Cargas – tf e tfcm

Modulo de Elasticidade – E= 2100tf/cm²

Areas= cm² Distancias= cm

Inércia= cm⁴

6.8.3 – ESQUEMA ESTRUTURAL PARA USO EM MICRO COMPUTADOR



FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	PÓRTICOS PREPARAÇÃO PARA MICRO	ILDONY	3/97
		FOLHA	31 DE 42

6.8.4 – SINAL DAS CARGAS PARA USO EM COMPUTADOR

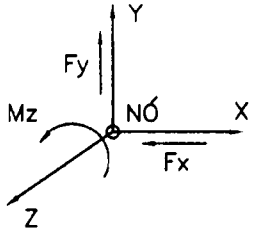
Os vários programas de cálculo estrutural por meio de computador, trabalham da seguinte maneira:

– PARA CARGAS CONCENTRADAS

Aplicadas nos Nós

Sistema de Coordenadas Globais

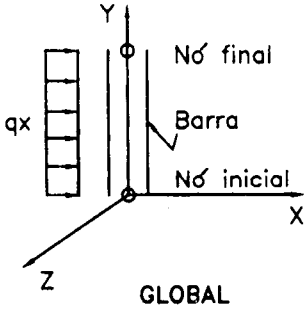
Exemplo da Figura: –Fx, Fy, Mz

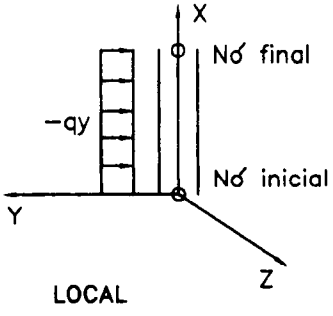


– PARA CARGAS DISTRIBUIDAS NAS BARRAS

Existem dois Sistemas:

Coordenadas Globais como anterior e Coordenadas Locais em que o eixo dos X passa pelo eixo da Barra.





6.8.5 – COMBINAÇÕES DE CARGAS A SEREM USADAS

1 CP + CA

2 (CP + V) 0,8

3 CP + CA + P_{RV} + P_{RH}

4 CP + CA + P_{RV} – P_{RH}

5 (CP + CA + P_{RV} + V) 0,8

CP = Carga Permanente

CA = Carga Acidental

V = Carga de Vento

P_{RV} = Ponte Rolante Vertical

P_{RH} = Ponte Rolante Horizontal

6.8.6 – PREPARAÇÃO PARA O COMPUTADOR

1 – COORDENADAS

NÓ	X	Y
1	0	0
2	2000	0
3	0	640
4	2000	640
5	0	700
6	2000	700
7	0	900
8	2000	900
9	1000	1080

2 – INCIDÊNCIA

BARRA	NÓ INICIAL	NÓ FINAL
1	1	3
2	3	5
3	5	7
4	2	4
5	4	6
6	6	8
7	7	9
8	9	8

3 –

BARRA	ÁREA	INÉRCIA	MODULO ELASTIC.	PERFIL
1 a 6	107cm²	45600cm⁴	2100tf/cm²	PS 500x85
7 e 8	62cm²	17400cm⁴	2100tf/cm²	VS 400x49

4 – CONDIÇÕES DOS APOIOS (No caso Engastado)

NÓS	TRANSL. X	TRANSL. Y	ROTAÇÃO Z
1 e 2	I	I	I

5 – CARREGAMENTOS

CP (Nós com carga 4; Barras com carga 2)

NÓS	Fx	Fy	Mz
7 e 8	0	−1,6	0
3	0	−0,78	−39
4	0	−0,78	39

BARRAS	Fy
7 e 8	−0,0013

CA (Nó com carga 0; Barras com carga 2)

BARRAS	Fy
7 e 8	−0,0009

PRV (Nós com carga 2; Barras com carga 0)

NÓS	Fx	Fy	Mz
3	0	−6,6	−330
4	0	−16,5	825

PRH (Nós com carga 2; Barras com carga 0)

NÓS	Fx	Fy	Mz
5 e 6	1,1	0	0

−PRH (Nós com carga 2; Barras com carga 0)

NÓS	Fx	Fy	Mz
5 e 6	−1,1	0	0

VENTO V2 (Nós com carga 0; Barras com carga 8)

Após uma analise verificamos que o Vento V2 é o mais desfavorável, pois as cargas de sucção na cobertura são maiores.

BARRAS	Fy
1 a 3	−0,0019
4 a 6	−0,00136
7	0,00351
8	0,00117

- Após as entradas dos vários carregamentos isolados, faz-se as combinações conforme Item 6.8.5.

6.8.7 – RESULTADOS DO COMPUTADOR

1 – PARA COLUNAS

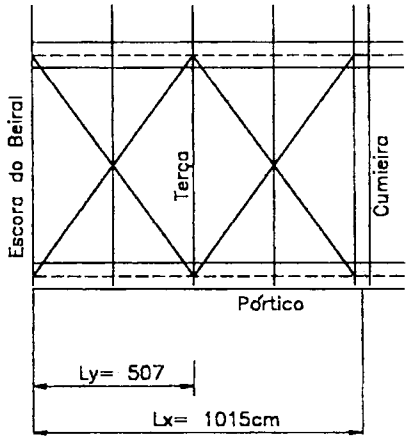
COMB.	BARRAS	N (NORMAL) tf	Q (CORTANTE) tf	Mz tfcm	NÓ	Δx cm
CP+CA	1	−4,62	−1,24	−470		
	4	−4,62	1,24	470		
(CP+V)0,8	1	−0,53	1,51	443		
	4	−1,65	0,50	89		
CP+CA+ PRv+PRH	1	−11	−0,86	−396	5	–
	4	−21	−3,06	1087	7	0,28
CP+CA+ PRv−PRH	1	−11,5	3,06	−1406	6 5	−0,89 −1,77
	4	−21	−0,86	712	7	−2,20
(CP+CA+ PRv+ V)0,8	1	−6,60	0,54	39		
	4	−15,5	−1,47	478		

2 – PARA VIGAS DO PÓRTICO

COMB.	BARRAS	N (NORMAL) tf	Q (CORTANTE) tf	Mz tfcm	NÓ	Δy cm
CP+CA	7 (7)	1,62	2,00	607	7	–
	7 (9)	−1,17	0,21	291	8	–
	8 (8)	−1,62	2,00	−607	9	−2,47
(CP+V)0,8	7 (7)	−0,39	−1,33	−333	7	–
	8 (8)	0,52	−0,16	113	9	0,89
CP+CA+ PRv+PRH	7 (7)	2,34	1,79	476	7	–
	8 (8)	−2,36	1,91	−600	9	−2,21
CP+CA+ PRv−PRH	7 (7)	2,37	2,09	781	7	–
	7 (9)	−2,00	0,11	224	8	–
	8 (8)	− 2,31	1,61	−299	9	−2,21
(CP+CA+ PRv+ V)0,8	7 (7)	0,71	−0,71	−114		
	8 (8)	0,55	0,32	38		

6.8.8 – DIMENSIONAMENTO

1 – VIGAS DOS PÓRTICOS



Lb= Ly= 507cm Kx= Ky = 1,0

N= 2,37tf Q=2,09tf Mz= 781tfcm

Seja VS 400x49Kg/m(Tab.C–21 e Item 11.1)

d= 400mm bf= 200mm tf= 9,5mm

h= 381mm tw= 6,3mm A= 62cm²

r_T= 5,25cm wx= 870cm³

d/Af= 40/20x0,95 = 2,105cm

– **Fbx – FLUXOGRAMA Nº2**

Lby= 507cm

$Lb \leqslant 20bf/\sqrt{Fy} = 20 \times 20/\sqrt{2,5} = 253 < 507$ Não Compacta

$Lb \leqslant 1406/(d/Af)Fy = 1406/2,105x2,5 = 267 < 507$ Não Compacta

Cb= 1 (Estrutura Contraventada)

$Lb/r_T = 507/5,25 = 96,6$

$h/tw = 60,4 < 200/\sqrt{1,5} = 163 \longrightarrow RPG = 1$

$$Fb'x = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy\left(\frac{Lb}{r_T}\right)^2}{107574Cb}\right] Fy.RPG$$

$$Fb'x = \left[\frac{2}{3} - \frac{2,5 \times 96,6^2}{107574}\right] 2,5 = \underline{1,121tf/cm^2}$$

$Fb''x = (843Cb/Lb \times d/Af)RPG = 843/(507 \times 2,105) = 0,790tf/cm^2$

$fbx = 781/870 = \underline{0,897tf/cm^2}$

– **FLUXOGRAMA Nº1**

$\lambda x = 1015/1675 = 61$

$\lambda y = 507/4,52 = 112 \longrightarrow \underline{Fa = 0,810tf/cm^2}$

$fa = 2,37/62 = 0,038$

– **FLUXOGRAMA Nº5**

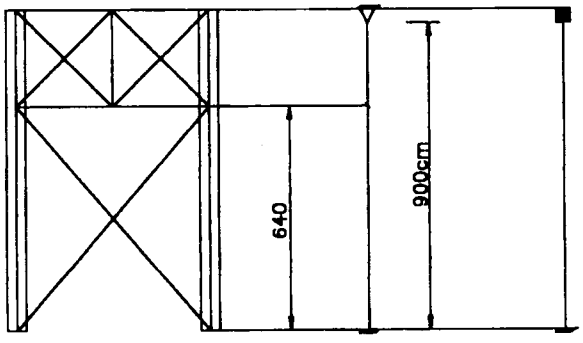
$fa/Fa = 0,038/0,81 = 0,047 < 0,15$

$fa/Fa + fbx/Fbx < 1$ $0,047 + 0,897/1,121 = 0,847 < 1$ O.K.

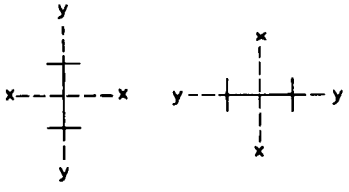
$\Delta y = -2,47 < L/360 = 2000/360 = 5,55cm$ O.K.

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	PÓRTICOS DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	ILDONY	10/97
		FOLHA	36 DE 42

2 – COLUNAS DO PÓRTICO

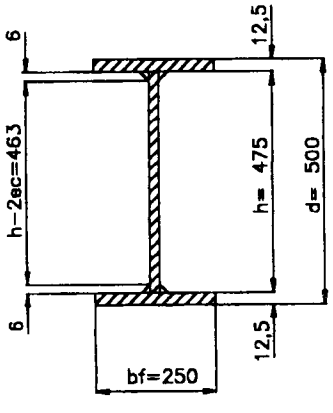


Kx= 1,75 (Ex. 12.1)
Ky= 1,0
Lx= 900cm
Ly= 640cm
Lb= 640cm



1ª HIP. – N= –21tf Q= –3,06tf Mx=Mz= 1087tfcm
2ª HIP. – N= –11,5tf Q= –3,06tf Mx=Mz= –1406tfcm

Como no caso o perfil da coluna esta sujeito a uma carga maior de momento do que de compressão, um perfil soldado com maior inércia e menos área será mais econômico, portanto vamos usar um perfil soldado especial fora das tabelas.



PS 500x85Kg/m (especial) – item 12.4.1
A= 107,6cm² tw= 9,5mm rx= 20,59cm
d= 500mm tf= 12,5mm ry= 5,50cm
h= 475mm Ix= 45240cm⁴ rT= 6,48cm
bf= 250mm wx= 1825cm³
d/Af= 50/25x1,25 = 1,6cm⁻¹

- Fbx – FLUXOGRAMA Nº 2

Lb= 640cm

$Lb \leqslant 20bf/\sqrt{Fy} = 25 \times 20/\sqrt{2,5} = 316 < 640$ Não Compacta

$Lb \leqslant 1406/(d/Af)Fy = 1406/1,6x2,5 = 351 < 640$ Não Compacta

Cb= 1 (Estrutura Contraventada)

$Lb/r_T = 640/6,48 = 98,76 \simeq 99$

h/tw= 50 < 163 ⟶ RPG= 1

$$Fb'x = \left[\frac{2}{3} - \frac{2,5 \times 99^2}{107574}\right]2,5 = \underline{\underline{1,097tf/cm^2}}$$

$Fb''x = 843/640x1,6 = 0,823tf/cm^2$

- FLUXOGRAMA Nº 1

$\lambda x = 1,75x900/20,59 = 77$ ⟶ $F'ex = 1,82tf/cm^2$ (Tab. A1)

$\lambda y = 640/55 = 116$ ⟶ $\underline{\underline{Fa = 0,780tf/cm^2}}$ (Tab. A2)

- FLUXOGRAMA Nº 5

$bf/2tf \leqslant 25/\sqrt{Fy/kc}$ h/tw= 475/9,5 = 50 < 70 ⟶ Kc= 1

25/2x1,25 = 10 < 15,8 O.K. Qs= 1

1ª HIP.

N= −21tf Mx= Mz= 1087tfcm

fa= 21/107,6 = 0,195 fa/Fa= 0,195/0,78 = 0,250 > 0,15

fbx= 1087/1825 = 0,596

Cm= 1 (Estrutura deslocável em x)

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm\ fbx}{(1 - fa/F'ex)\ Fbx} = 0,250 + \frac{1 \times 0,596}{(1 - 0,195/1,82)x1,097} = 0,858 < 1 \text{ O.K.}$$

$$\frac{fa}{0,6Fy.Qs} + \frac{fbx}{Fbx} = \frac{0,195}{1,5} + \frac{0,596}{1,097} = 0,673 < 1 \text{ O.K.}$$

2ª HIP.

N= −11,5tf Mx= Mz= 1406tfcm

fa= 11,5/107,6 = 0,107 fa/Fa= 0,107/0,78 = 0,137 < 0,15

$fbx = 1406/1825 = 0,770tf/cm^2$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} = 0,137 + \frac{0,770}{1,097} = 0,838 < 1 \text{ O.K.}$$

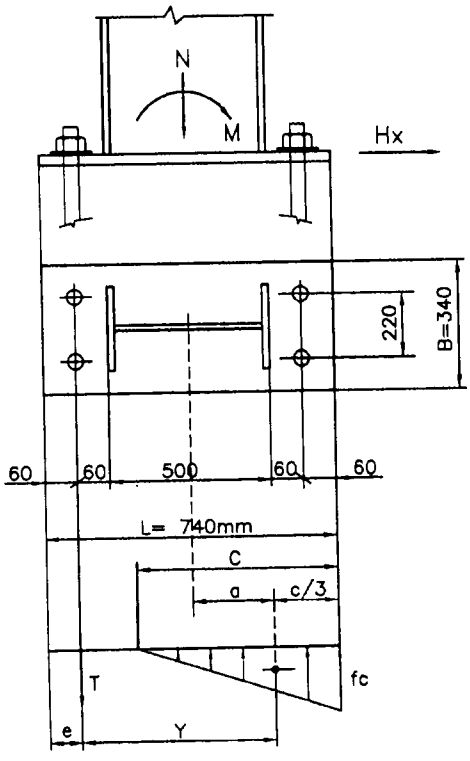
- VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

$\Delta 5$= Htrilho/400 = 700/400 = 1,75 ≃ 1,77cm O.K.

$\Delta 7$= H/300 = 900/300 = 3,0 > 2,20cm O.K.

Diferencial 1,77 − 0,89 = 0,88cm = 8,8mm < 15mm O.K.

6.8.9 - PLACA DE BASE E CHUMBADORES (item 12.9.2.2 - pag. 237)



1ª HIP.	2ª HIP.
N= -21tf	N= -11,5tf
Hx= -3,06tf	Hx= -3,06tf
Mx= 1087tfcm	Mx= 1406tfcm

- Os resultados das duas Hipóteses são muito próximos, vamos desenvolver apenas a 2ª Hip., que no caso é a pior.
- As dimensões indicadas para a placa de base são as mínimas.

Compressão no concreto Fck= 150Kgf/cm²

Fc ≤ 0,35Fck = 0,35 x 150 = 52,5Kgf/cm²

1 - CÁLCULO DO COMPRIMENTO DA PLACA (ITEM 12.9.2.2 - Pag. 238)

$$Lrec = \frac{N}{2B\ fc} + \sqrt{\left(\frac{N}{(2B\ fc)}\right)^2 + \frac{6M}{B\ fc}}$$ Fazendo fc = Fc = 52,5

$$= \frac{11500}{2x34x52,5} + \sqrt{\left(\frac{11500}{2x34x52,5}\right)^2 + \frac{6x1406000}{34x52,5}}$$

$$= 3,22 + 68,82 = 72,0cm < 74cm$$ O.K.

2 - CÁLCULO DE fc

$$fcmáx = N/Ap + M/w = N/B.L + 6M/B.L^2$$

$$\frac{11500}{34x74} + \frac{6x1406000}{34x74^2} = 4,57 + 45,31 = 49,88Kgf/cm^2$$

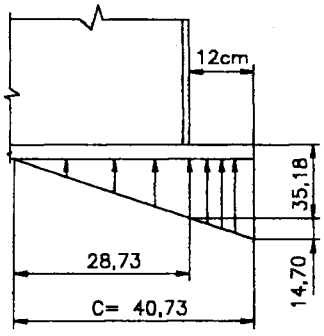
$$fcmin = 4,57 - 45,31 = -40,74Kgf/cm$$

3 - CÁLCULO DE C

$$C = fcmax\ L/(fcmáx + fcmin)$$

$$C = 49,88x74/(49,88+40,74) = 40,73cm$$

4 – CÁLCULO DA ESPESSURA DA PLACA



$f_{cmáx}$= 49,88Kgf/cm² < 52,5Kgf/cm² O.K

$t^2 = 6M_1/0{,}75F_y$

$M_1 = 35{,}18 \times \frac{12^2}{2} + 14{,}70 \times \frac{12}{2} \times \frac{2 \times 12}{3} = 3238$ Kgfcm/cm

$t^2 = 6 \times 3238/0{,}75 \times 2500 = 10{,}36$ cm²

t = 3,2cm = 32mm

Usar CH. 32,0 x 340 x 740

40,73 – 49,88 ∴ x= 35,18Kgf/cm²

28,73 – x x1= 49,78 – 35,18 = 14,70Kgf/cm²

5 – CÁLCULO DOS CHUMBADORES

Aco SAE 1020 Ft= 1,2tf/cm² Fv= 0,9tf/cm²

C/3= 40,73/3 = 13,57cm

Y= L – C/3 – e = 74 – 13,57 – 6 = 54,43cm

a= L/2 – C/3 = 74/2 – 13,57 = 23,43cm

T= (M–N.a)/Y = (1406 – 11,5 x 23,43)/54,43 = 20,88tf

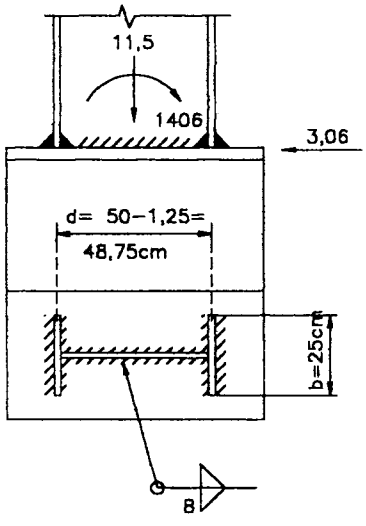
Seja ø38mm ⟶ A= 11,34cm² (Tab.12.5)

Usando 2 chumbadores temos:

$ft = \frac{20{,}88}{2 \times 11{,}34} = 0{,}921$ tf/cm² $fv = \frac{3{,}06}{2 \times 11{,}34} = 0{,}135$ tf/cm²

$f = \sqrt{ft^2 + 3fv^2} = \sqrt{0{,}921^2 + 3 \times 0{,}135^2} = 0{,}95 < 1{,}2$ tf/cm² O.K.

6 – CÁLCULO DA SOLDA NA LIGAÇÃO COLUNA–PLACA



w= bd + d²/3 Por cm (Tab.3.7)

w= 25 x 48,75 + 48,75²/3 = 2011cm³

A= 2 x 48,75 + 4 x 25 = 197,5cm²

fb= 1406/2011 = 0,70tf/cm²/cm

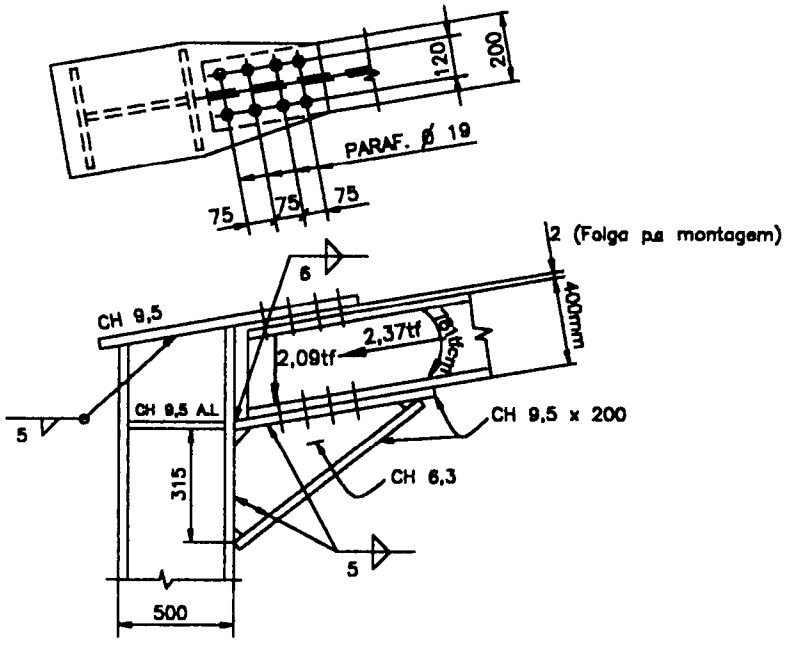
fv= 3,06/197,5 = 0,015tf/cm²/cm

$ft = \sqrt{0{,}70^2 + 3 \times 0{,}015^2} = 0{,}70$ tf/cm/cm

Solda min. 8mm → Rs=0,84tf/cm (Tab. 3.3 e 3.5)

FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	PÓRTICOS	ILDONY	10/97
	CHUMBADORES E SOLDA DE LIGAÇÃO	FOLHA 40 DE 42	

6.8.10 – LIGAÇÃO VIGA – COLUNA



1– FORÇA NAS MESAS

$$ft = \frac{781}{40} + \frac{2,37}{2} = 20,71tf$$

Parafuso Ø19 A325F = 3,42tf por Parafuso

n= 20,71/3,42 = 6,1 ⟶ Usar 8

2 – VERIFICAÇÃO DAS CHAPAS E MESA

A_L = 0,95 (20 – 2(1,9 + 0,3)) = 14,82cm²

ft= 20,71/14,82 = 1,40tf/cm² < 1,5tf/cm² O.K.

3 – VERIFICAÇÃO DAS SOLDAS DAS LIGAÇÕES

Ch. Inferior c/ mesa da Coluna

ft= 20,71/2x20 = 0,518tf/cm

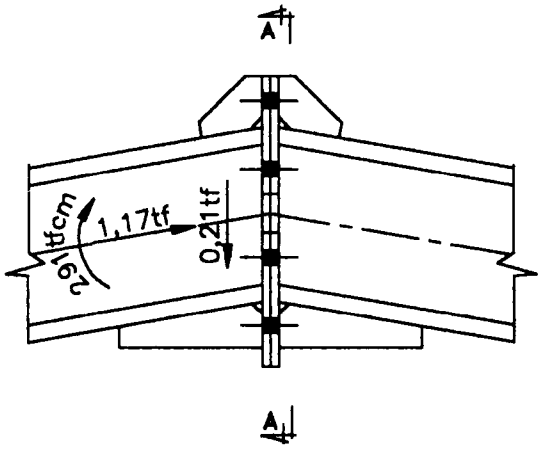
Solda 6mm = 0,63tf/cm > 0,518 O.K.

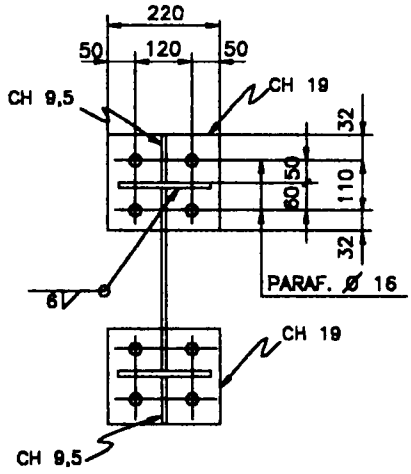
Ch. Superior da Coluna

fv= 20,71/(2x50 + 4 x 25) = 0,103tf/cm

Solda 2mm = 0,214 Usar solda mínima de 5mm.

6.8.11 – LIGAÇÃO VIGA – VIGA NO CENTRO





SECÇÃO A – A

1– QUANTIDADE DE PARAFUSOS

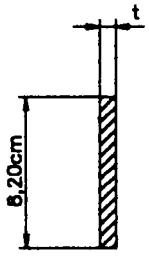
ft= 291/40 = 7,27tf ø16 (5/8") A325–F a tração –> Ft = 6,12tf

n= 7,27/6,12 = 1,19

Por questões construtivas usaremos 4 ø16

As tensões devido a força cortante (0,21tf) e Força Normal (1,17tf) foram desprezadas pelos seus baixos valores.

2 – CÁLCULO DAS CHAPAS DE LIGAÇÃO – (Aproximado)



M= P L = 7,27 x 5cm/4 Par. = 9,08tfcm

w= $bt^2/6$ = 8,2 x $t^2/6$ = $1,36t^2$

Fbw= M/w = $9,08/1,36t^2$= 0,75Fy = 1,875tf/cm²

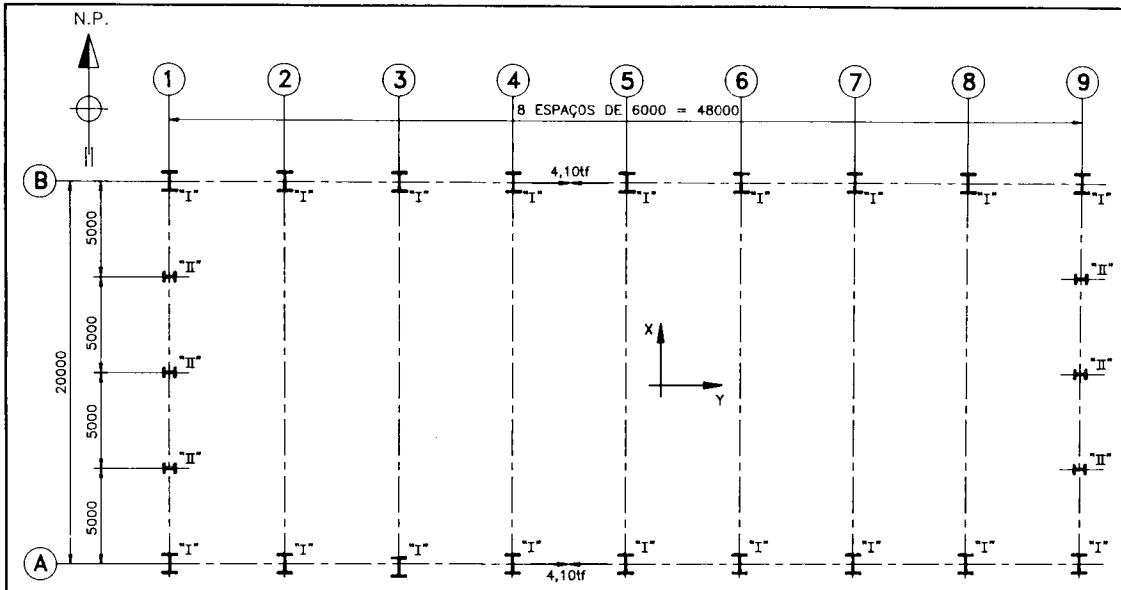
t^2= 3,56 ∴ t= 1,89cm Usar 19mm.

3 – CÁLCULO DAS SOLDAS DAS LIGAÇÕES

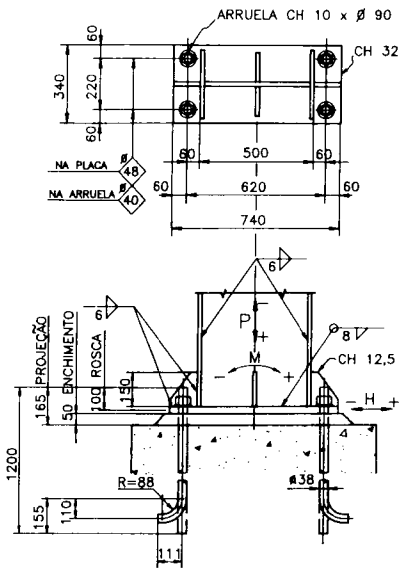
fv= 7,27/(2 x 20) = 0,181tf/cm

Solda mínima 6mm = 0,63tf/cm > 0,181tf/cm

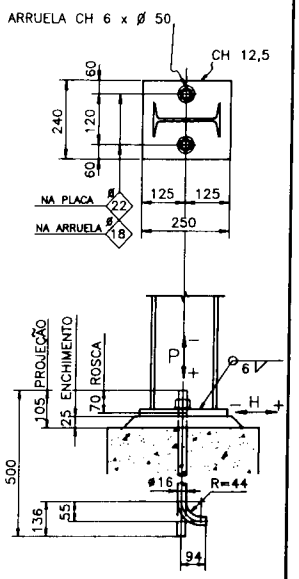
FEM PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S.A.	OS – 94001	PREP.	DATA
	LIGAÇÃO VIGA – VIGA	ILDONY	3/97
		FOLHA	42 DE 42



PLANO DAS BASES



BASE TIPO I
(18X)



BASE TIPO II
(6X)

CARGAS NAS FUNDAÇÕES (tf e tfcm)

	BASE TIPO I					BASE TIPO II	
	CP	CA	V	PONTE ROLANTE PR_V	PONTE ROLANTE PR_H	CP	V
P	3,7	0,91	-3	16,5	6,6	± 0,15	1	-
H	-0,75	-0,49	2,6	0,8	-0,8	± 1,1	-	± 1,1
M	282	187	-836	-4	320	± 619	-	-

LEGENDA
CP – CARGA PERMANENTE
CA – CARGA ACIDENTAL
PR_V – PONTE ROLANTE VERTICAL
PR_H – PONTE ROLANTE HORIZONTAL
V – VENTO

Nº	DESCRIÇÃO
1	MEDIDAS EM MILIMETROS.
2	ESTRUTURA EM AÇO ASTM-A36/90, EXCETO CHUMBADORES E TIRANTES QUE SERÃO EM AÇO 1010/20 E PERFIS DE CHAPA DOBRADA QUE SERÃO EM AÇO ABNT NBR-6650-CF24.
3	PARAFUSOS ASTM-A325/84 NAS LIGAÇÕES PRINCIPAIS E ASTM-A307/80 NAS LIGAÇÕES SECUNDÁRIAS (TERÇAS E VIGAS DE TAPAMENTO.)
4	ELETRODOS E-70XX. DE ACORDO COM AWS D1.1/92
5	O CONCRETO DAS BASES DEVERÁ TER Fck ≥ 150 Kgf/cm.²
6	A ESTRUTURA DEVERÁ SER JATEADA (JATO COMERCIAL Sa 2 ½) E RECEBER UMA DEMÃO DE 50 MICRA DE TINTA DE FUNDO SINTÉTICO ÓXIDO DE FERRO, DE SECAGEM RÁPIDA; E DUAS DEMÃOS DE 30 MICRA CADA DE ACABAMENTO ALQUÍDICO, SEMI BRILHANTE.

NOTAS

DESENHO	TÍTULO

REFERÊNCIAS

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

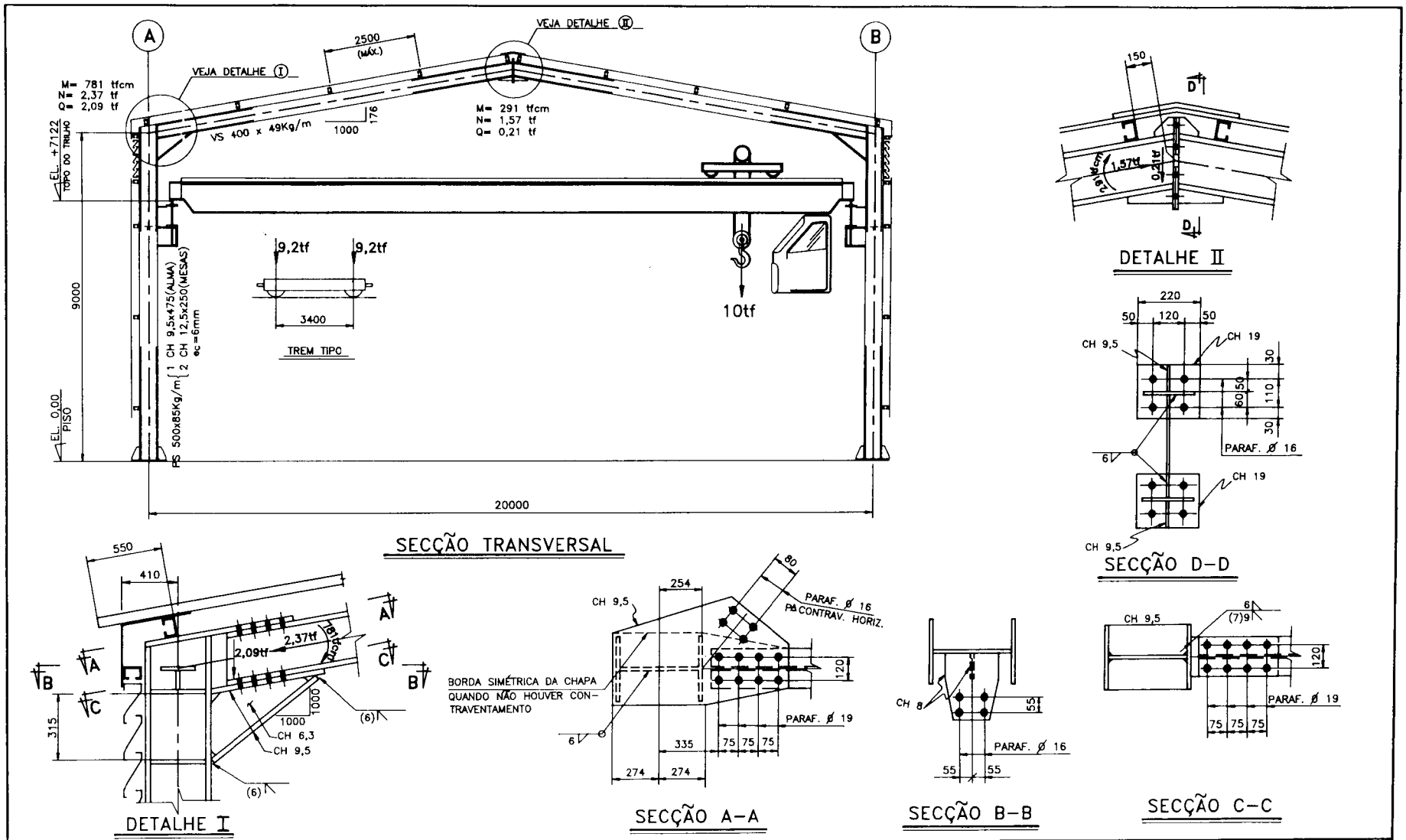
REVISÕES

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
– Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional –

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

PLANO E DETALHE DAS BASES

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
MM	IHB	ILDONY	04/94	94C01.0	P1	0



Nº	DESCRIÇÃO	DESENHO	TÍTULO
1	VEJA NOTAS NO DES. P1.		
2	PARA AS SOLDAS NÃO INDICADAS, UTILIZAR O CORDÃO MÍNIMO DE ACORDO COM A ESPESSURA DO MATERIAL (VEJA TAB. 3.3)		

NOTAS — REFERÊNCIAS

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

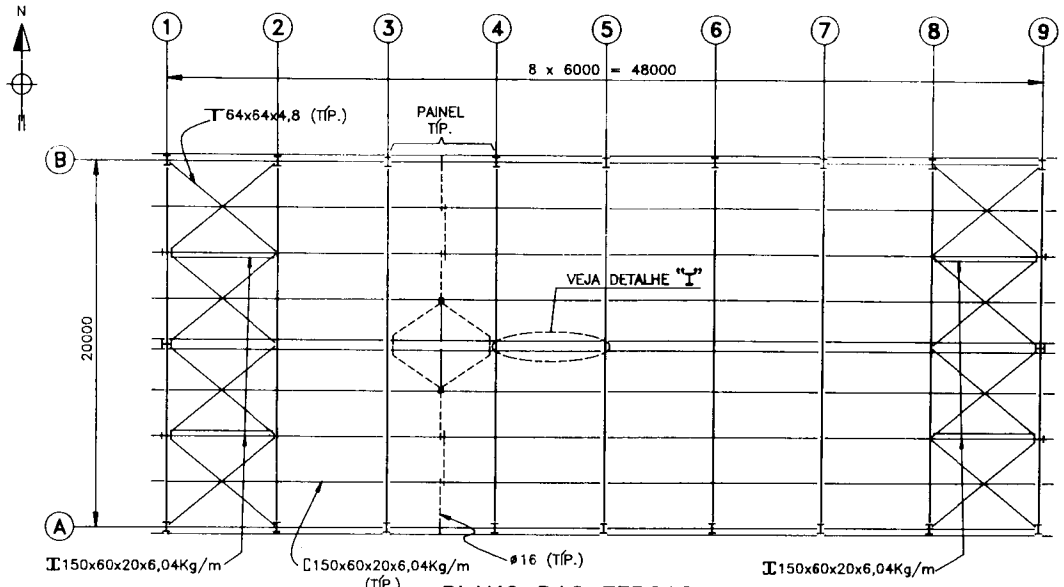
REVISÕES

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
- Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional -

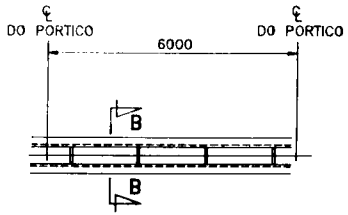
EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

SECÇÃO TRANSVERSAL, SECÇÕES E DETALHES

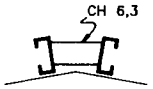
DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
JAM	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	P2	0



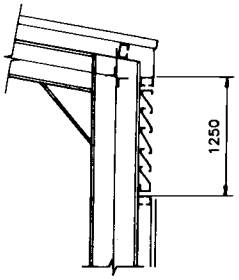
PLANO DAS TERÇAS



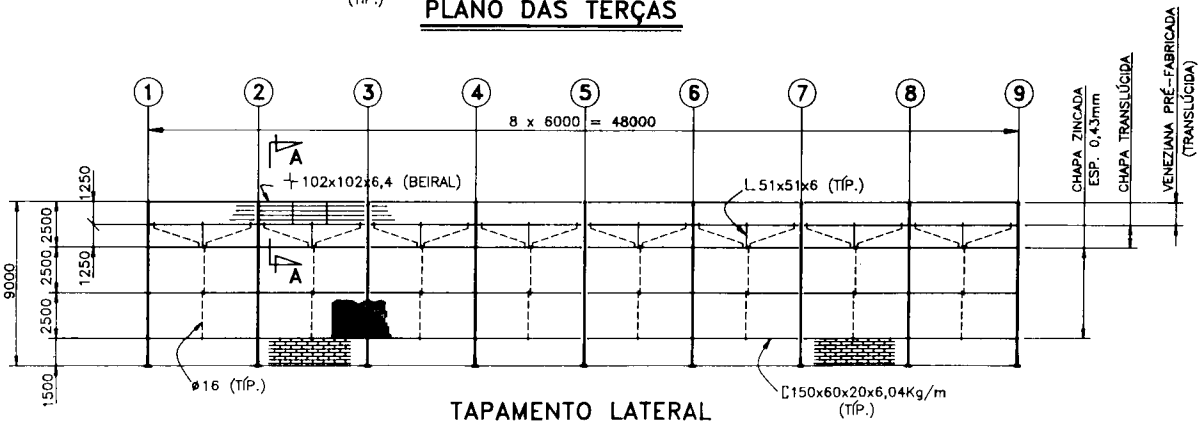
DETALHE "I"



SECÇÃO B–B

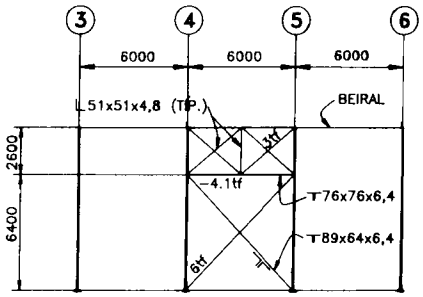


SECÇÃO A–A



TAPAMENTO LATERAL

FILAS "A" E "B"



CONTRAVENTAMENTO LATERAL

FILAS "A" E "B"

Nº	DESCRIÇÃO	DESENHO	TÍTULO
1	AS CHAPAS DE COBERTURA E TAPAMENTO SÃO EM CHAPAS ZINCADAS TRAPEZOIDAIS TIPO PK-40 OU SIMILAR.		
2	AS CHAPAS TRANSLÚCIDAS SÃO TAMBÉM TRAPEZOIDAIS DE SEÇÃO COINCIDENTE COM AS ZINCADAS.		

NOTAS — REFERÊNCIAS

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

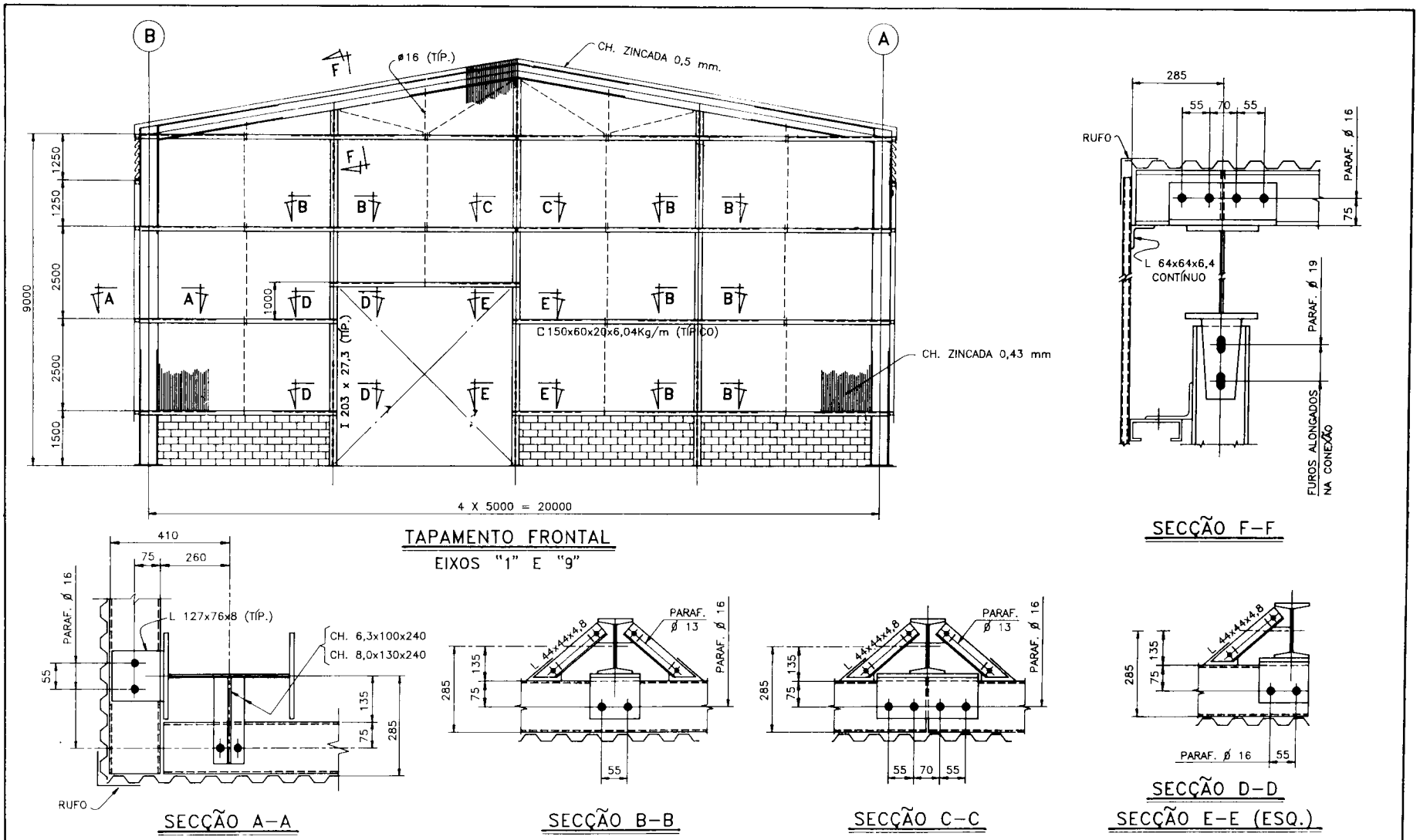
REVISÕES

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
- Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional -

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

PLANO DAS TERÇAS E TAPAMENTO LATERAL

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
RSG	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	P3	0



Nº	DESCRIÇÃO	DESENHO	TÍTULO
1	VEJA NOTAS NOS DESENHOS P1, P2 e P3.		

NOTAS — **REFERÊNCIAS**

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA

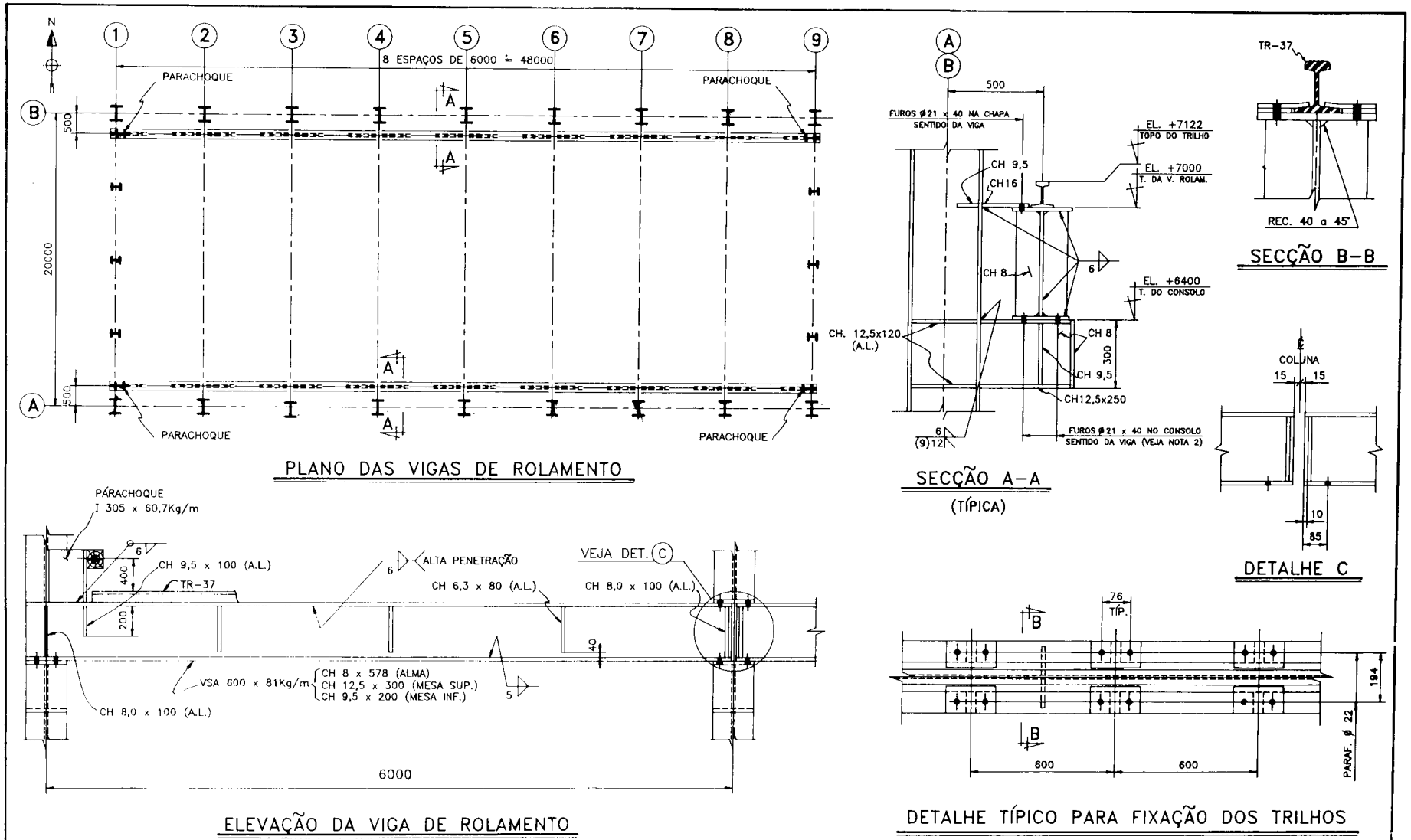
REVISÕES

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
- Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional -

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

TAPAMENTO FRONTAL

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
MM	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	P4	0



Nº	DESCRIÇÃO	DESENHO	TÍTULO
1	NOTAS GERAIS VER DES. P1 e P2.		
2	OS PARAFUSOS QUE LIGAM A VIGA DE ROLAMENTO AO CONSOLO DEVERÃO SER ASTM A 325/84, APERTADOS MANUALMENTE E TER A RÔSCA DANIFICADA APÓS A MONTAGEM PARA EVITAR A PERDA DE AÇÃO.		
3	PARA DIMENSIONAMENTO DAS PRESILHAS DE FIXAÇÃO DOS TRILHOS VEJA TAB.10.2.		
	NOTAS	**REFERÊNCIAS**	

Nº	DESCRIÇÃO	PROJ.	RESP.	APROV./DATA
	REVISÕES			

FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A
– Empresa controlada pela Companhia Siderúrgica Nacional –

EDIFÍCIO PARA OFICINA COM PONTE ROLANTE DE 10tf.
VÃO DE 20m.

PLANO DAS VIGAS DE ROLAMENTO E DETALHES

DES.	PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
JAM	IHB	ILDONY	04/94	94001.0	P5	0

FEM - Projetos, Construções e Montagens S/A.

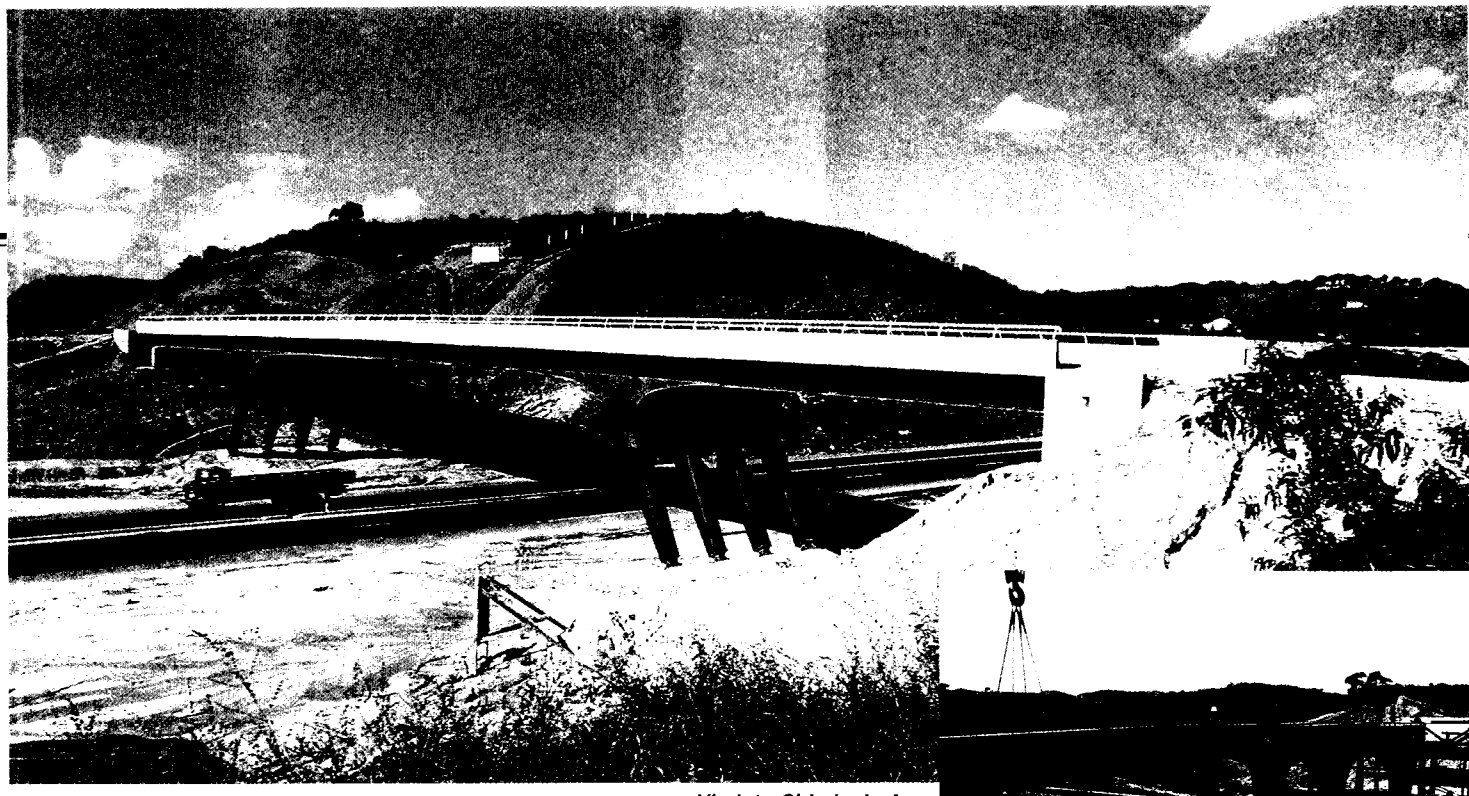
Líder em estruturas metálicas no país, a FEM escreve sua história de 41 anos consolidando sua participação neste mercado e com forte presença em montagens e manutenção industrial. A empresa possui unidades fabris em Volta Redonda, Paranaguá, São Luís, Campinas e Campo Grande (RJ). A certificação na Norma ISO 9001, obtida em 1994, demonstra a preocupação da empresa com a qualidade, a mais atualizada tecnologia e menores custos para os clientes.

Fruto de sua atuação no Brasil e no exterior, a FEM coleciona prêmios e conta com profissionais treinados e equipamentos diversificados, que tornam possível a realização dos mais variados tipos de produtos e serviços.

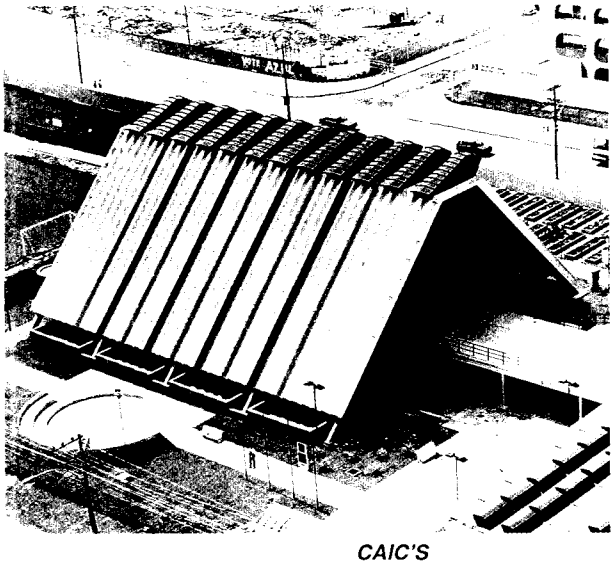
Principais produtos e serviços:

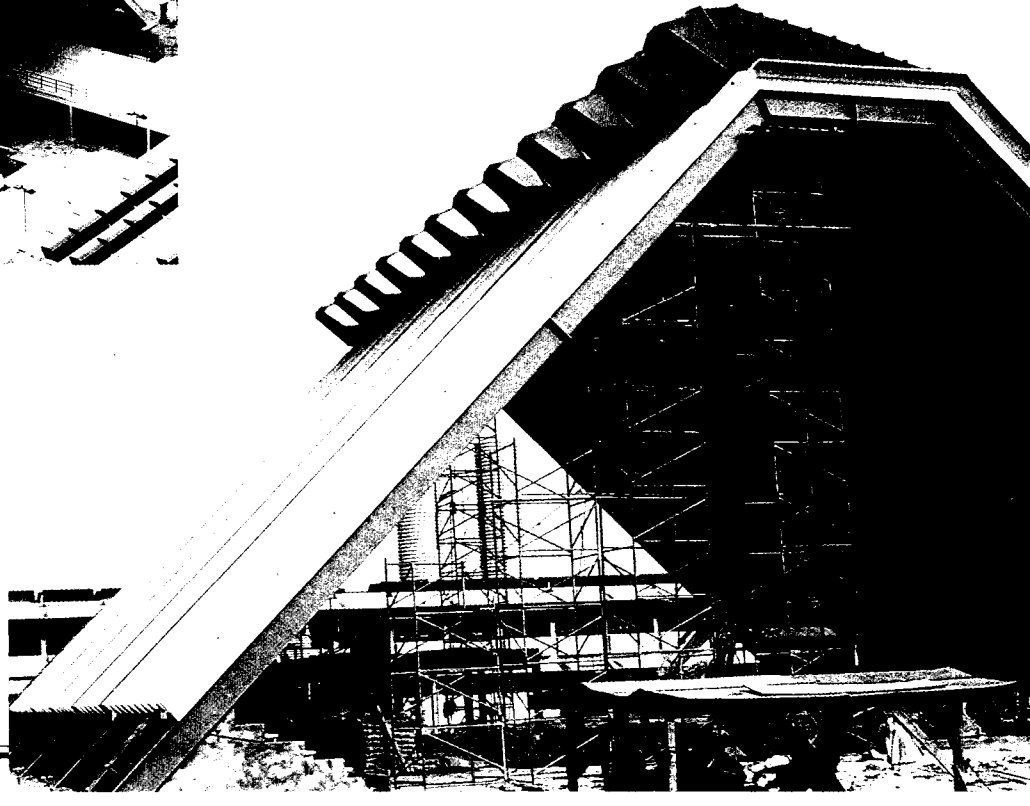
- Plataformas marítimas de produção de petróleo, módulos e componentes
- Edifícios industriais e de andares múltiplos
- Edificações moduladas
- Pontes, viadutos e passarelas
- Estruturas para equipamentos industriais
- Silos e tanques
- Perfis e vigas soldadas
- Montagem de estruturas, equipamentos e eletromecânica
- Manutenção industrial

A seguir, destacam-se algumas obras da FEM que tiveram a participação do autor.

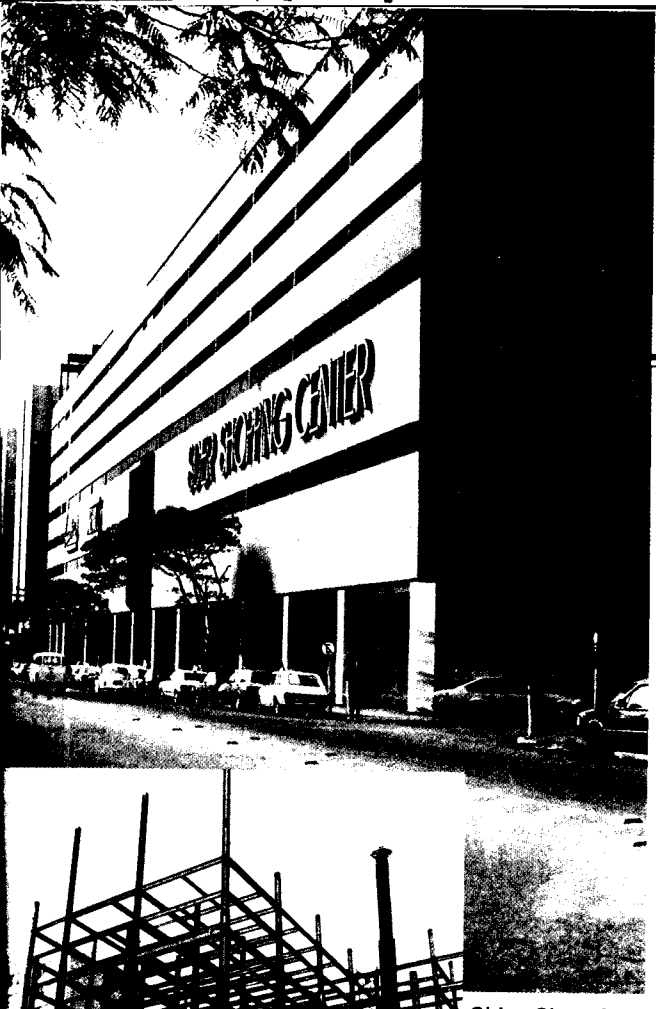


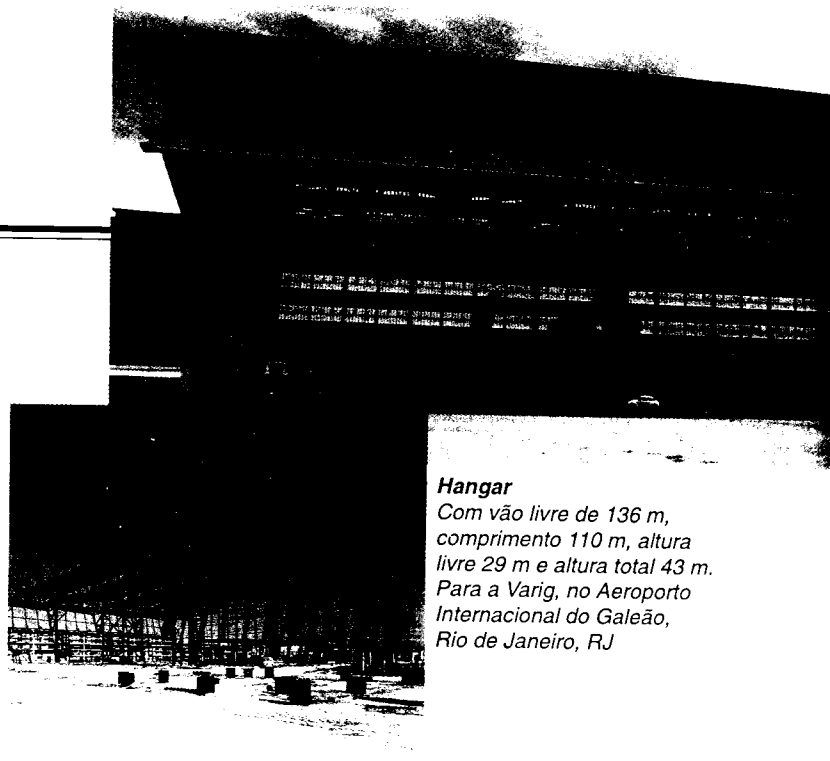
Viaduto Cidade do Aço
Com 90 m de comprimento e 11,5 m de largura, montado sobre a Rodovia Presidente Dutra, no município de Volta Redonda, RJ





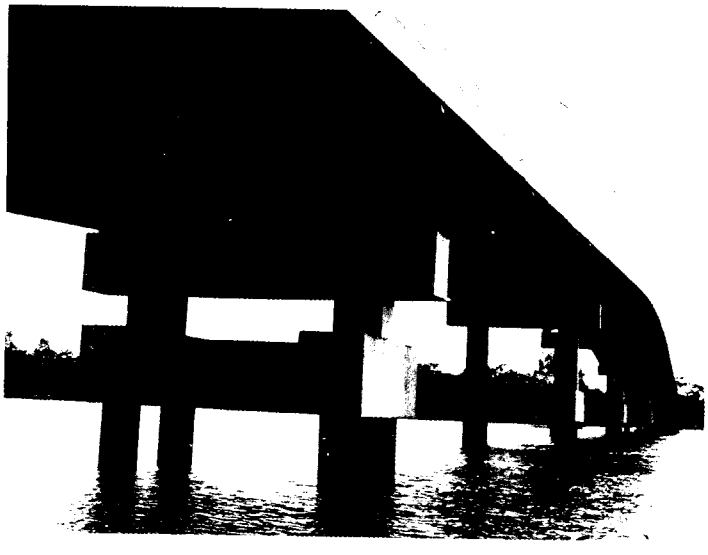
CAIC'S
Ginásio Poliesportivo com vão de 30 m, comprimento de 31,8 m e altura de 12,8 m, montado no complexo CAIC - Centro de Atenção Integrada à Criança, em centenas de municípios brasileiros

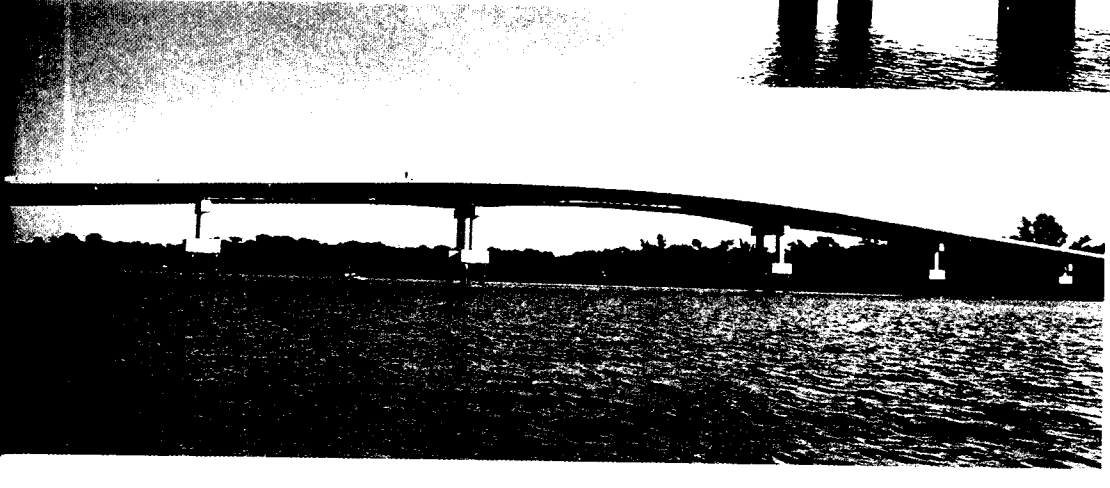




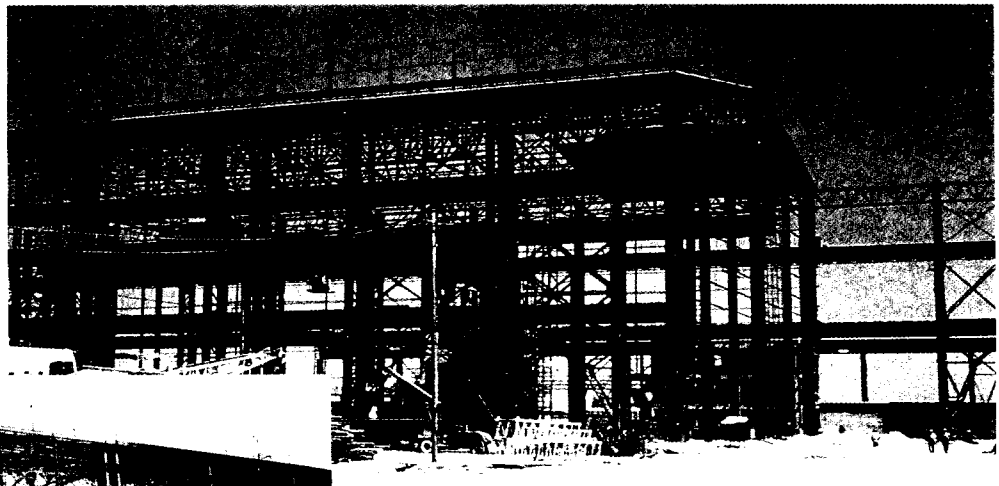
Hangar
Com vão livre de 136 m, comprimento 110 m, altura livre 29 m e altura total 43 m. Para a Varig, no Aeroporto Internacional do Galeão, Rio de Janeiro, RJ

Sider Shopping
Edifício comercial com sete pisos, área de 28.000 m² e altura de 32 m
Volta Redonda, RJ

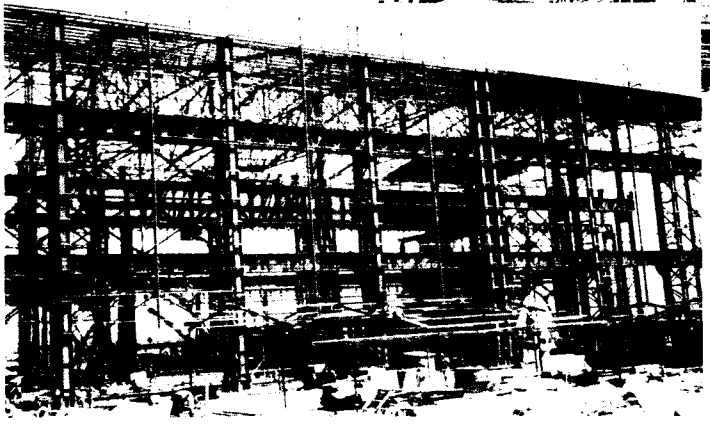


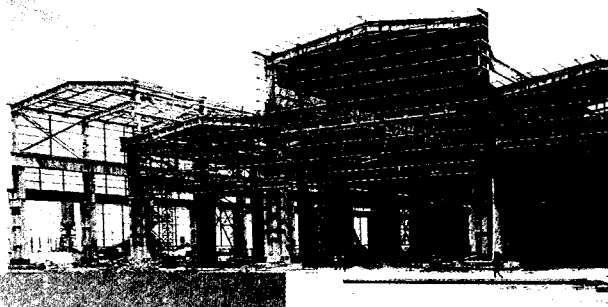


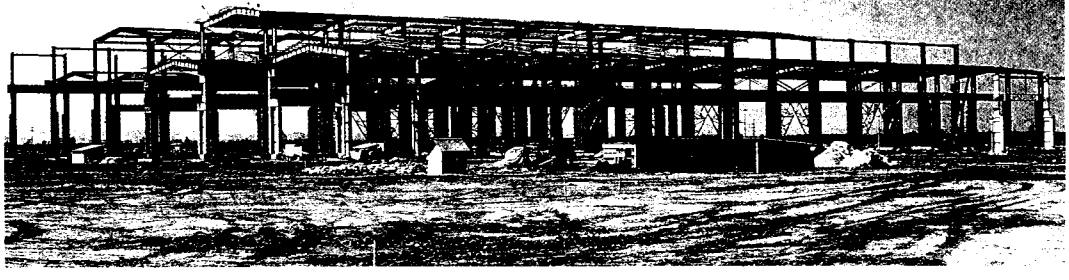
Ponte Outeiro
Com 360 m de comprimento e 11 m de largura. Belém, PA



Cosigua
Edifício de Aciaria com vão de 26 m e 24 m, comprimento 150 m, altura 24 m, PR 100 e 70 tf. Rio de Janeiro, RJ







Nuclep
Galpão com 174 m de largura, 215 m de comprimento, vão 3 x 21 + 3 x 27, PR 300 e 100 tf, altura 19,5 m e 28 m. Rio de Janeiro, RJ

FEM

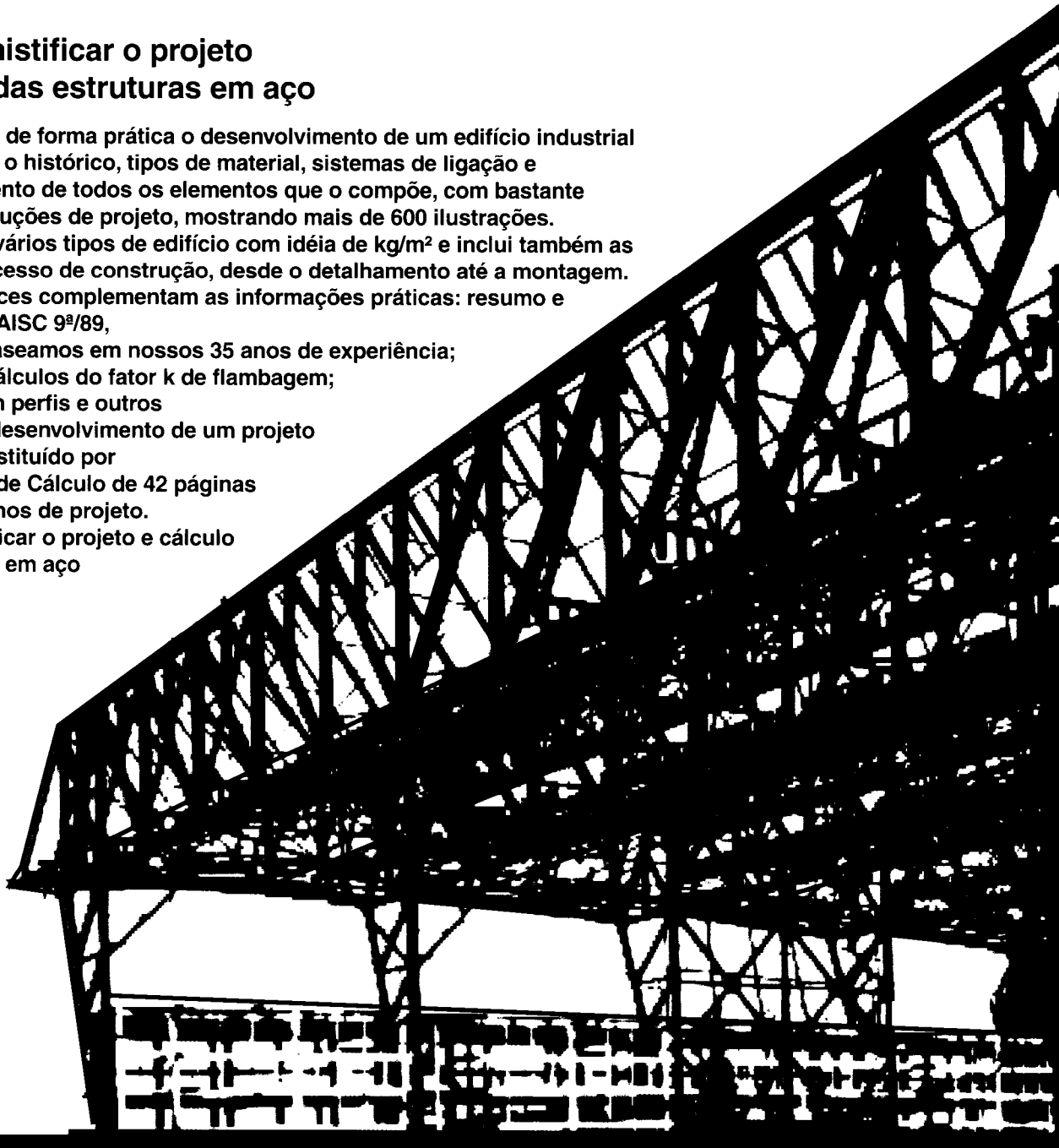
FEM - PROJETOS, CONSTRUÇÕES E MONTAGENS S/A

CONTROLADA PELA COMPANHIA SIDERÚRGICA NACIONAL

RIO DE JANEIRO - Av. 13 de maio, 13 - Grupo 1508, Edifício Municipal - CEP 20031-000 - Fone: (021) 262-8330 - Fax: (021) 262-5829
VOLTA REDONDA
Escritório - Rua Gal. Oswaldo Pinto da Veiga, 231 - Vila Santa Cecília - CEP 27260-750 - Fone: (024) 348-1555 - Fax: (024) 348-2300
Fábrica - Auto Estrada, s/nº - CEP 2769-900 - Fone: (0243) 48-2202 - Fax: (024) 342-1900
CAMPO GRANDE - Rua Campo Grande, 3.500 - CEP 23070-000 - Fone: (021) 413-4090 - Fax: (021) 394-7721

Para desmistificar o projeto e cálculo das estruturas em aço

Este livro trata de forma prática o desenvolvimento de um edifício industrial em aço, desde o histórico, tipos de material, sistemas de ligação e dimensionamento de todos os elementos que o compõe, com bastante ênfase nas soluções de projeto, mostrando mais de 600 ilustrações. Apresenta os vários tipos de edifício com idéia de kg/m² e inclui também as etapas do processo de construção, desde o detalhamento até a montagem. Quatro apêndices complementam as informações práticas: resumo e adaptação do AISC 9ª/89, no qual nos baseamos em nossos 35 anos de experiência; tabelas para cálculos do fator k de flambagem; 39 tabelas com perfis e outros materiais e o desenvolvimento de um projeto completo, constituído por uma Memória de Cálculo de 42 páginas e cinco desenhos de projeto.
Para desmistificar o projeto e cálculo das estruturas em aço



ISBN 85-7266-091-7
9 788572 660914

08.239/AÇO